

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND

MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

30. JAHRGANG / DEZEMBER 1955 / HEFT 12



M·A·N

STAHLHOCHBAU

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG. WERK GUSTAVSBURG

hier baut **PHOENIX-RHEINROHR** in Düsseldorf



AUSSTELLUNG des Architektur-Wettbewerbs für das Hochhaus der
PHOENIX-RHEINROHR AG · Vereinigte Hütten- und Röhrenwerke Düsseldorf
im Malkasten, Düsseldorf: 26. Dez. 1955-12. Jan. 1956 täglich 10-22 Uhr

am 31. Dez. ab 17 Uhr
geschlossen

Eintritt frei

Stahlbrückenbau



KLÖCKNER-GEORGSMARIENWERKE AG

GEORGSMARIENHÜTTE



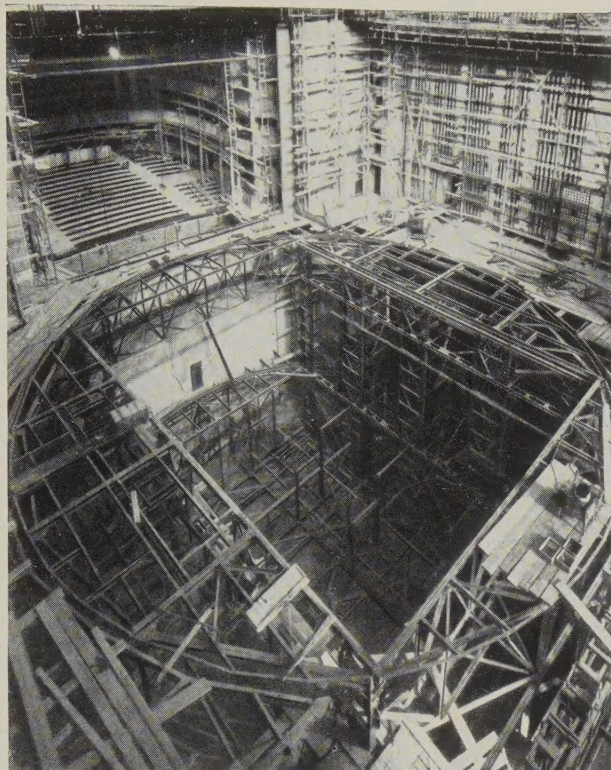
... und der Laie wundert sich



..wie die modernen Großbauten so grazil und elegant in den Himmel ragen – und doch stabiler sind als die Bauten von gestern, die von wuchtigen Pfeilern und gewaltigen Stützmauern getragen werden. Das Konstruktionselement unserer Zeit ist Stahl! Und nicht nur im Hochbau. Sichtbar und unsichtbar begleitet uns der vielseitigste aller Werkstoffe durch

den ganzen Tag, vom Rasseln des stahlfedergetriebenen Weckers bis zum Einschlummern auf dem schmiegsamen, stählernen Federkern der Matratze. Stahl dient jedermann. Und es gibt in unserer Welt wohl kaum etwas von Bedeutung, zu dem nicht irgendwie Stahl verwendet wird. Wohin man auch schaut: Stahl überall!

BERATUNGSSTELLE FÜR STAHLVERWENDUNG · DÜSSELDORF · KAPELSTRASSE 12



Waagner-Biró

Aktiengesellschaft

Wien

Graz

Abt.: Theaterbau

Blick auf die in Montage befindliche Zylinderdrehbühne für das neue Burgtheater in Wien.

Der Drehteil hat einen Durchmesser von 20,8 m und eine Gesamthöhe von 14,7 m. Im Drehteil sind 4 Hubpodien mit 4 x 12 m, 2 Bühnenwagen mit 4 x 12 m und 4 Ausgleichspodien mit 4 x 10 m Fläche eingebaut.

Links oben der Zuschauerraum; beachten Sie bitte die Größenverhältnisse.

Zentrale: Wien V., Margarethenstr. 70

Österreich

IM WIRTSCHAFTSLEBEN
ENTSCHEIDEN NICHT
SONDERN
THEORIEN,

**DER
ERFOLG**

**DER
ERFOLG**

SPRICHT FÜR

Bleicyanamid DK 825

DAS WIRTSCHAFTLICHE ROSTSCHUTZPIGMENT DER
DUISBURGER KUPFERHÜTTE

DORTMUNDER BRÜCKENBAU

C.H. JUCHO

+

+

+

Laufkrane

Hüttenkrane

Gießkrane

Greiferkrane

Portalkrane

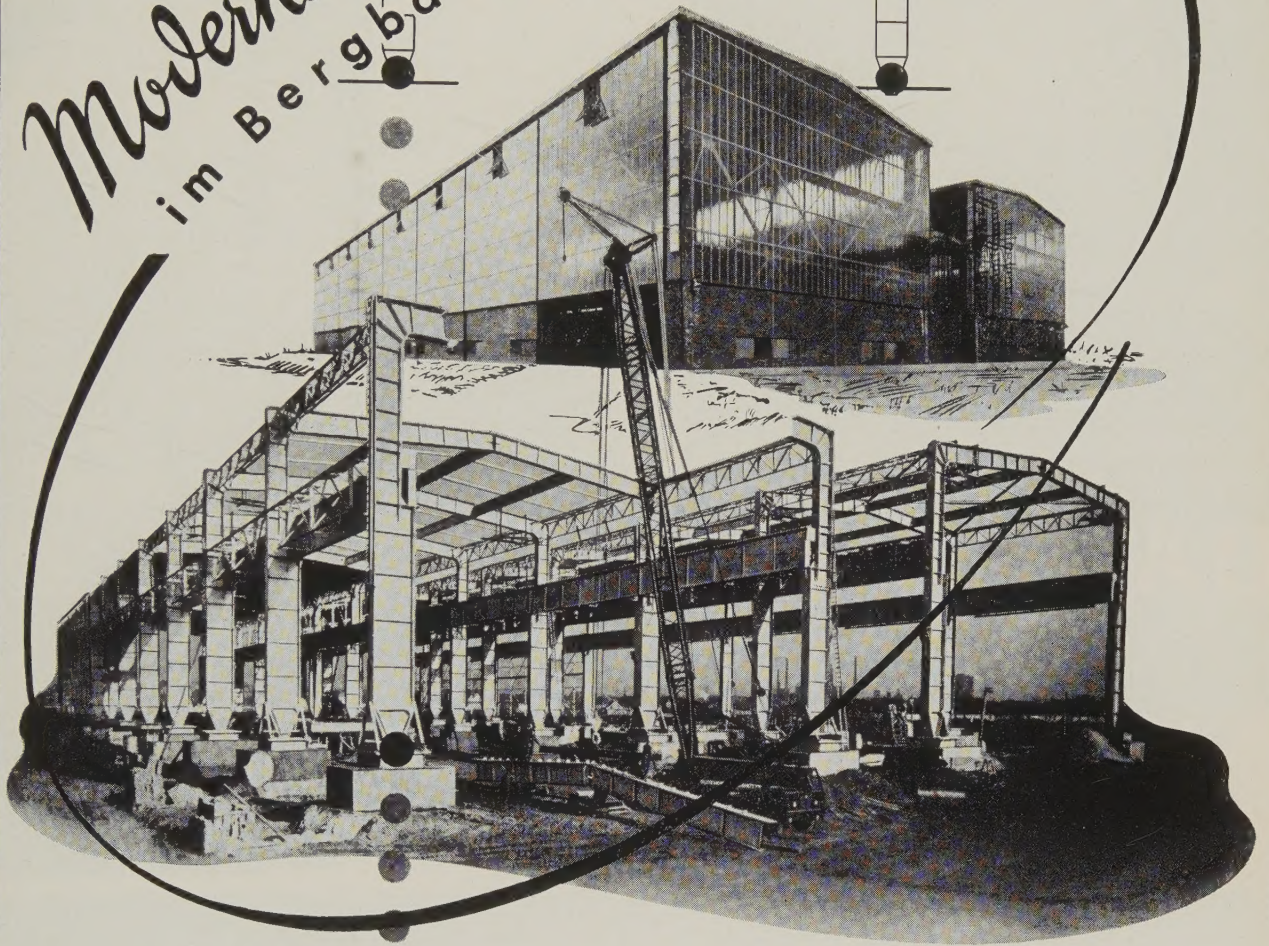
Wipp- und Drehkrane

Verladebrücken



DORTMUND-WAMBEL, JUCHOSTRASSE 100, TELEFON: 53441, 52151

Moderner Stahlbau im Bergbaubereich



- Bewährte Vorkehrungen
- dienen zur
- Verhütung von Bergschäden
- und zum
- Ausgleich von Verschiebungen
-

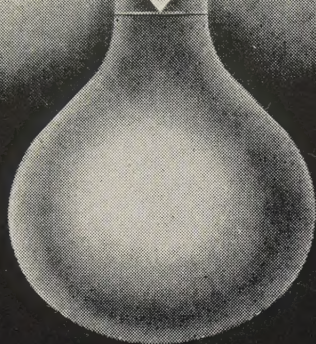


GUTEHOFFNUNGSHÜTTE

STERKRADE AKTIENGESellschaft · WERK STERKRADE

LORENZ

BETON-BOHRPFAHL



bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen

ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M. B. H.
BERLIN-WILMERSDORF

LORENZ-BAU
G. M. B. H.
ISERLOHN

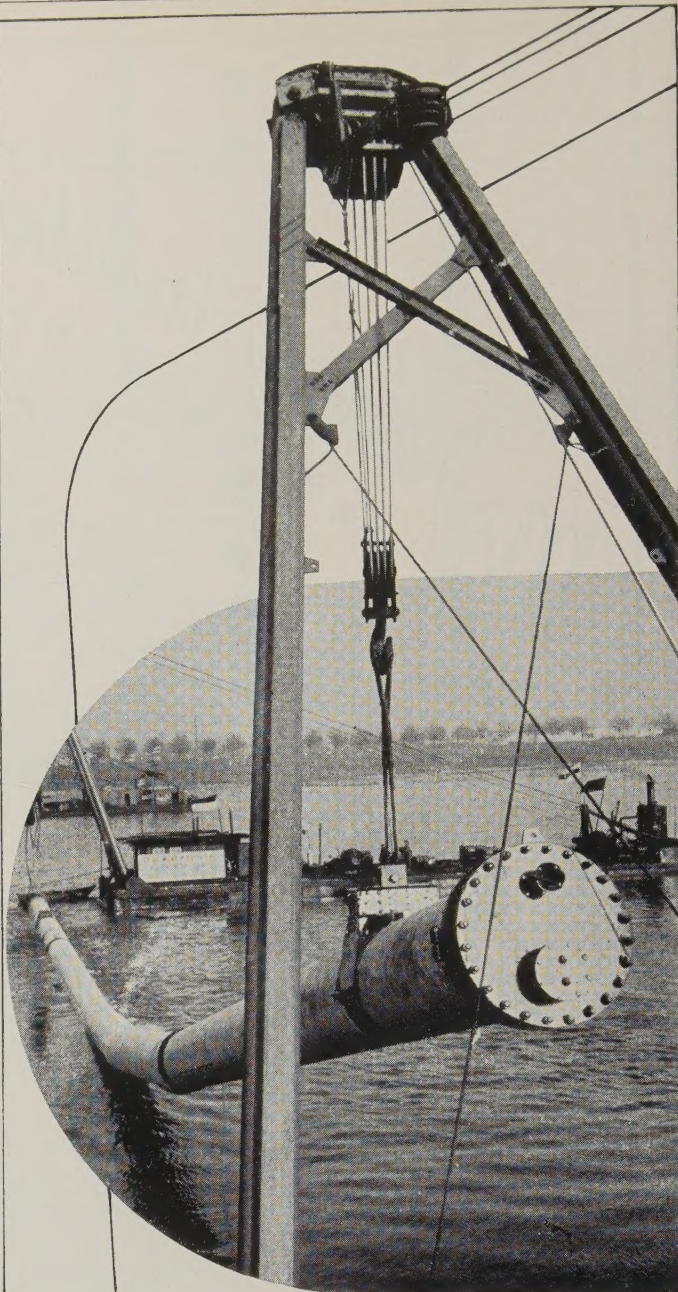
ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO.
LÜBECK · HAMBURG · KIEL

Atomkraft. Eine Studie über die technischen und wirtschaftlichen Aussichten von Atomkraftwerken. Für Ingenieure, Energiewirtschaftler und Volkswirte. Von Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. **Friedrich Münzinger**, Berlin, Mit 61 Abbildungen und 19 Zahlentafeln. VI, 94 Seiten Gr.-8°. 1955. DM 10,50

Inhaltsübersicht: I. Einleitung. II. Atomphysikalische Grundlagen. III. Grundsätzliches über Reaktoren für Elektrizitätswerke. IV. Thermisch schwachbelastete (gasgekühlte) Reaktoren: Allgemeines. UGLBr-Reaktoren. UGLBr-Reaktor in Calder Hall. 350 MW-UGLBr-Reaktor. — V. Thermisch hochbelastete Reaktoren: 1. Allgemeines. 2. Natriumgekühlte Reaktoren: UGMBBr-Brutreaktor. Ua SMBBr-Reaktor. Uam SMBBr-Reaktor. 3. Wassergekühlte Reaktoren: UWMBBr-Reaktoren. — VI. Temperaturverteilung und Wärmedehnungen in Reaktoren. VII. Technische Beurteilung von Reaktoren. VIII. Wärmekraftmaschinen für Reaktoren: 1. Dampfturbinen. 2. Zulässige Höchsttemperatur des Arbeitsmittels: Allgemeines. Der Wärmeübergang. Ergebnis der Ermittlungen. 3. Gasturbinen. 4. Zusammenfassung. — IX. Schutzmaßnahmen gegen Unfälle. X. Zusammenbau von Reaktoren und übrigen Kraftwerk. XI. Kosten von Atommeilern und -kraftwerken: Kosten der Spaltstofffüllung. Kosten der Reaktoren. — XII. Wettbewerbsfähigkeit von Atomkraftwerken: 1. Allgemeines. 2. Stromverbrauch und Brennstoffmarkt: Stromverbrauch, Brennstoffvorräte, Kohlenpreise. — 3. Stromerzeugungskosten: Brennstoffbeheizte Kraftwerke, Atomkraftwerke. — 4. Mehrjahrespläne für den Bau von Atomkraftwerken: Englischer Plan, Amerikanischer Plan. — 5. Zusammenfassung: Reaktoren. Ganze Atomkraftwerke. Schaffung eines „deutschen Harwell“. Amerikanische Stimmen. — XIII. Schluß. Literaturverzeichnis. Namen- und Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



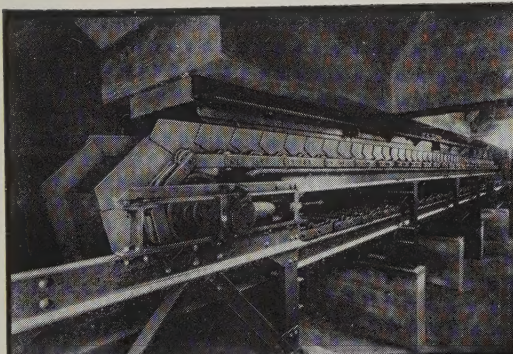
STROM- UND HAFENBAU
MASSBAGGER- U. SPÜLARBEITEN
DUKERVERLEGUNGEN
KIES- UND SANDBAGGEREIE
SCHIFFFAHRT

HEINRICH HIRDES
GMBH · DUISBURG



NEUSSER EISENBAU

BLEICHERT K.-G. • NEUSS/RH.
STAHLHOCH-UND BRÜCKENBAU



ABZUGSPLETTENBAND FÜR ERZE

MASCHINENFABRIK

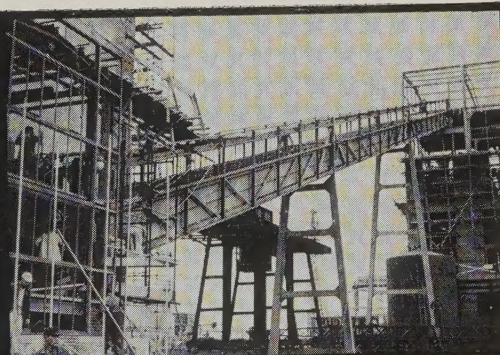
TRANSPORTANLAGEN
UND
STAHLHOCHBAUTEN
JEDER ART



GEGR. 1897

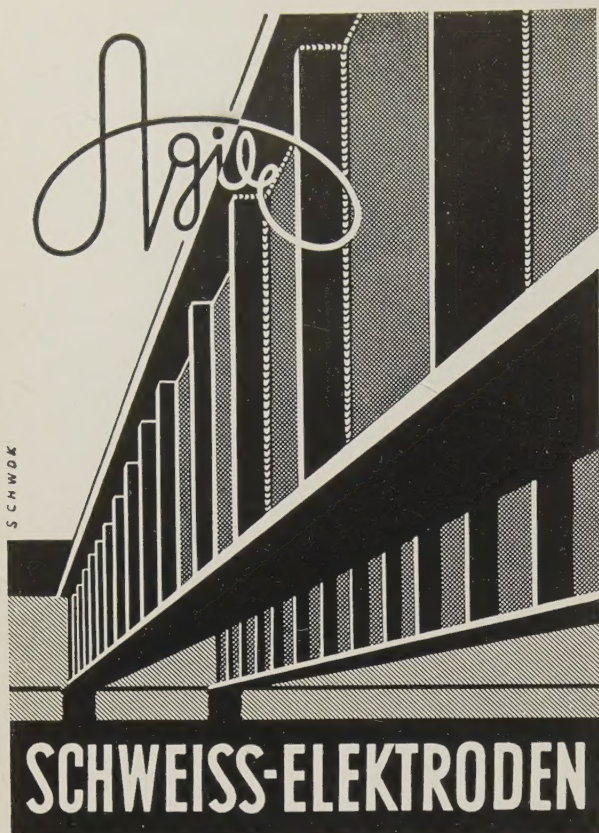
ZUR NIEDEN

RUF: 24051-53



TRANSPORTBRÜCKEN FÜR EIN KRAFTWERK

ESSEN-ALTENESEN



SCHWEISS-ELEKTRODEN
AGIL SCHWEISSDRAHT DR.VAAS GMBH
DORTMUND, SPRINGORUMSTRASSE 140

Theoretische Bodenmechanik.

Von Dr.-Ing. **Karl Terzaghi**, o. Professor an der Harvard University Cambridge, Massachusetts, USA. Übersetzt und bearbeitet nach der fünften amerikanischen Auflage von Dr.-Ing. **Richard Jelinek**, Technische Hochschule München. Mit 153 Abbildungen. XVIII, 505 Seiten Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 48,—

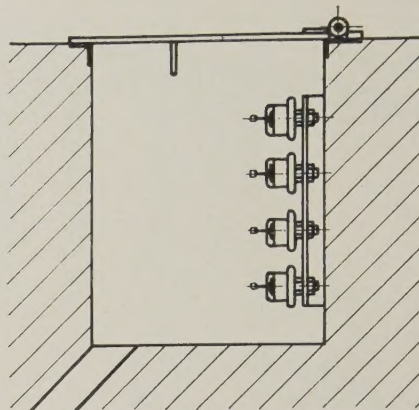
Inhaltsübersicht: **Allgemeine Grundlagen der theoretischen Bodenmechanik:** Einleitung. Die Bruchbedingungen der Böden. Plastische Grenzzustände in einem den Halbraum erfüllenden Masse. Anwendung der theoretischen Grundlagen auf praktische Aufgaben. — **Die Brucherscheinungen in idealen Böden:** Gewölbewirkung in idealen Böden. Stützwandaufgaben. Der Erdwiderstand. Tragfähigkeit. Standsicherheit von Böschungen. Erddruck auf Baugruben-, Tunnel- und Schachtaussteifungen. Verankerte Spundwände. — **Die mechanische Wirkung des Wassers im Boden:** Die Wirkung der Porenwasserströmung auf die Gleichgewichtsbedingungen in idealem Sand. Konsolidierungstheorie. Kapillarkräfte. Die Mechanik des Wasserentzuges. — **Elastizitätsaufgaben der Bodenmechanik:** Bettungsziffer- und Pfahlwiderstandstheorien. Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes. Theorie elastischer Schichten und elastischer Keile auf starrer Unterlage. Schwingungsaufgaben. — **Anhang.** Einflußwerte der lotrechten Spannungen im elastisch-isotropen Halbraum bei Belastung der Oberfläche. — **Literaturverzeichnis.** — **Sachverzeichnis.**

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Rechtzeitig planen!

Beim Kajenbau
die richtige Aussparung vorsehen



für den betriebssicheren
Schleifleitungskanal der

PAUL VAHLE K. G.
DORTMUND

Dringlichstes Betriebsproblem
↓
Erneuerung der Kran- und Hebezeuganlagen
durch
SCHIESS DEFRIES ERZEUGNISSE

SCHIESS-DEFRIES
HEBEZEUG- UND KRANBAU G. M. B. H. DÜSSELDORF - OBERKASSEL



SALZGITTER STAHLBAU

ARBEITSGEMEINSCHAFT DER FIRMEN:

DEUTSCHE BERGWERKS- UND HUTTENBAU GMBH

SALZGITTER MASCHINEN AG

*Stahlhochbau
Stahlbrückenbau
Behälterbau
Rohrleitungsbau*

Postanschrift: Salzgitter-Watenstedt
Fernsprecher: Salzgitter-Immendorf 5411
Fernschreiber: 0254837/8 für Salzgitter Stahlbau

MECHANISCHE
**BODEN
VERDICHTUNG**

NACH DEM RÜTTELD RUCKVERFAHREN D. R. P.
BIS ZU GRÖSSTEN TIEFEN
DÄMMVERDICHTUNG BIS 35 METER JE STUFE

JOHANN KELLER
GEGR. 1860
BENCHEN 80. FRANKFURT A. M. HAMBURG



B R Ü C K E N

DEM LANDSCHAFTSBILD ANGEPAßT
LEICHT UND ZUVERLÄSSIG
FORMSCHÖN GESTALTET
BIS INS DETAIL



**SIEGENER AKT.-GES.
GEISWEID / WESTF.**

STAHLHOCH- UND BRÜCKENBAU - BEHALTER- UND APPARATEBAU



SEIT 1897



K R A N B A U - D R U C K R O H R L E I T U N G E N

**STAHLBAU
LAVIS**
OFFENBACH-MAIN-1
RUF: 80431, FERNCHR.: 041 1920

Theorie ideal plastischer Körper. Von

W. Prager, Eng. D., Professor of Applied Mechanics Brown University, Providence, R. I. USA. und **P. G. Hodge Jr.**, Ph. D., Associate Professor of Applied Mechanics Polytechnic Institute of Brooklyn, N. Y. USA. Ins Deutsche übertragen von **F. Chmelka**, Dr. phil., Dr. techn., Privatdozent an der technischen Hochschule in Wien. Mit 97 Textabbildungen. X, 274 Seiten Gr.-8°. 1954.

Ganzleinen DM 33,—

Inhaltsübersicht: Einleitung. — Grundlagen. Die Spannung. Die Formänderung (Verzerrung). Die Gleichgewichtsbedingungen; Einfache Spannungs-Verzerrungsbeziehungen. Fließbedingungen Spannungs-Verzerrungsbeziehungen im plastischen Bereich. — **Fachwerke und Balken.** Das elastisch-plastische Verhalten eines einfachen Fachwerkes. Biegung eines Balkens mit rechteckigem Querschnitt. — **Torsion zylindrischer oder prismatischer Stäbe.** Elastische Torsion. Vollplastische und elastisch-plastische Spannungsverteilung. Beispiele. Die Wölbung des Querschnitts. Die Beziehungen zwischen den Theorien von Saint Venant-Mises und von Prandtl-Reuß bei ihrer Anwendung auf das Torsionsproblem. Kombinierte Torsions- und Zugbeanspruchung eines Kreiszylinders. — **Ebener Verzerrungszustand: Probleme mit axialer Symmetrie.** Allgemeine Beziehungen. Inkompressibles Material. Entlastung und wiederholte Belastung. Uneingeschränktes plastisches Fließen. — **Ebener Verzerrungszustand: Allgemeine Theorie.** Einleitung. Allgemeine Begriffe. Geometrische Eigenschaften der Gleitlinien. Randbedingungen; Näherungsweise Konstruktion von Gleitlinien. Geschwindigkeitsfelder. Scharen gerader Gleitlinien. Grenzlinien. Unstetigkeitslinien. — **Ebener Verzerrungszustand: Besondere Probleme.** Probleme des beginnenden, stationären und pseudostationären plastischen Fließens. — **Ebener Verzerrungszustand: Eingeschränkte plastische Verformung. Traglastverfahren.** Die Plattenanalogie. Analytische Behandlung eines speziellen Falles. Das Prinzip der virtuellen Arbeiten bei ebener Verzerrung. Traglastverfahren bei ebener Verzerrung. Lösungen nach der Saint Venant-Mises'schen Theorie und das beginnende plastische Fließen eines Prandtl-Reuß'schen Materials. — **Extremalprinzip.** Einführung. Cartesische Tensoren. Extremalprinzip der Mises'schen und der Prandtl-Reuß'schen Theorie. Traglastverfahren. Einige Bemerkungen betreffend die Anwendung von Extremalprinzipen. — **Namen- und Sachverzeichnis.** Aufgaben und Literatur am Ende jedes Kapitels.

SPRINGER-VERLAG WIEN

**DKG-
Anker-
schienen**

**Jordahl-
Schienen**




Deutsche Kahneisen Ges. West G. m. b. H.
Berlin-Wittenau, Wilhelmsruher Damm 231—245
Telefon: 49 30 90 Telegr.-Adr.: Kahneisen
Lager: Troisdorf bei Köln und Berlin-Wittenau

LUGATO für wasserdichten Beton und Putz

TREPINI Abbindebeschleuniger

OTRINOL Bitumen-schutzanstrich

Büchtemann

Hamburg-Wandsbek · Helbingstraße 60/62

BEKANT FÜR ZUVERLÄSSIGKEIT

Auch nach **Flammstrahl-Entrostung**
schützen Sie Eisenkonstruktionen durch

Schramm

FAKTOL-ROSTSCHUTZFARBEN

GRUNDFARBEN-AUFTRAG AUF 80—90° C HEISSEN EISENKONSTRUKTIONEN MÖGLICH
DECKANSTRICH DANN SCHON NACH 20—30 MINUTEN

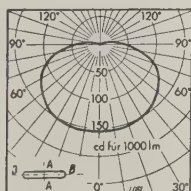


Schramm LACK- UND FARBENFABRIKEN AG · OFFENBACH-MAIN

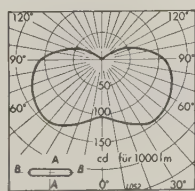
AEG Straßenleuchten



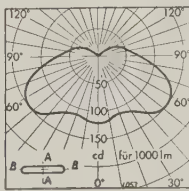
**Neuzeitliche Straßenbeleuchtung durch Guß-
auslegerleuchten. Neue gefällige Zweckform mit
gutem Beleuchtungswirkungsgrad**



2-Rohr-Ausführung ●●
Lampenordnung
nebeneinander



2-Rohr-Ausführung ●●
Lampenordnung
untereinander



3-Rohr-Ausführung ●●
Lampenordnung
V-Form

für Leuchtstofflampen 40 W oder 65 W

ALLGEMEINE ELEKTRICITÄTS-GESELLSCHAFT

6727



Wir sind Spezialisten

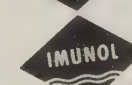
für alle Fragen des Korrosions-
schutzes im Stahlbau.

Für **BRÜCKEN
BEHÄLTER
KRANANLAGEN**

und sämtliche Arten von Stahl-
konstruktionen bieten wir hoch-
wertige, langjährig erprobte
Schutzanstriche, welche zur Lö-
sung Ihrer Korrosionsprobleme
wirkungsvoll beitragen.

Nutzen Sie unsere weltweiten
Erfahrungen.

Druckschriften und unser
technischer Kundendienst
stehen zu Ihrer Verfügung.

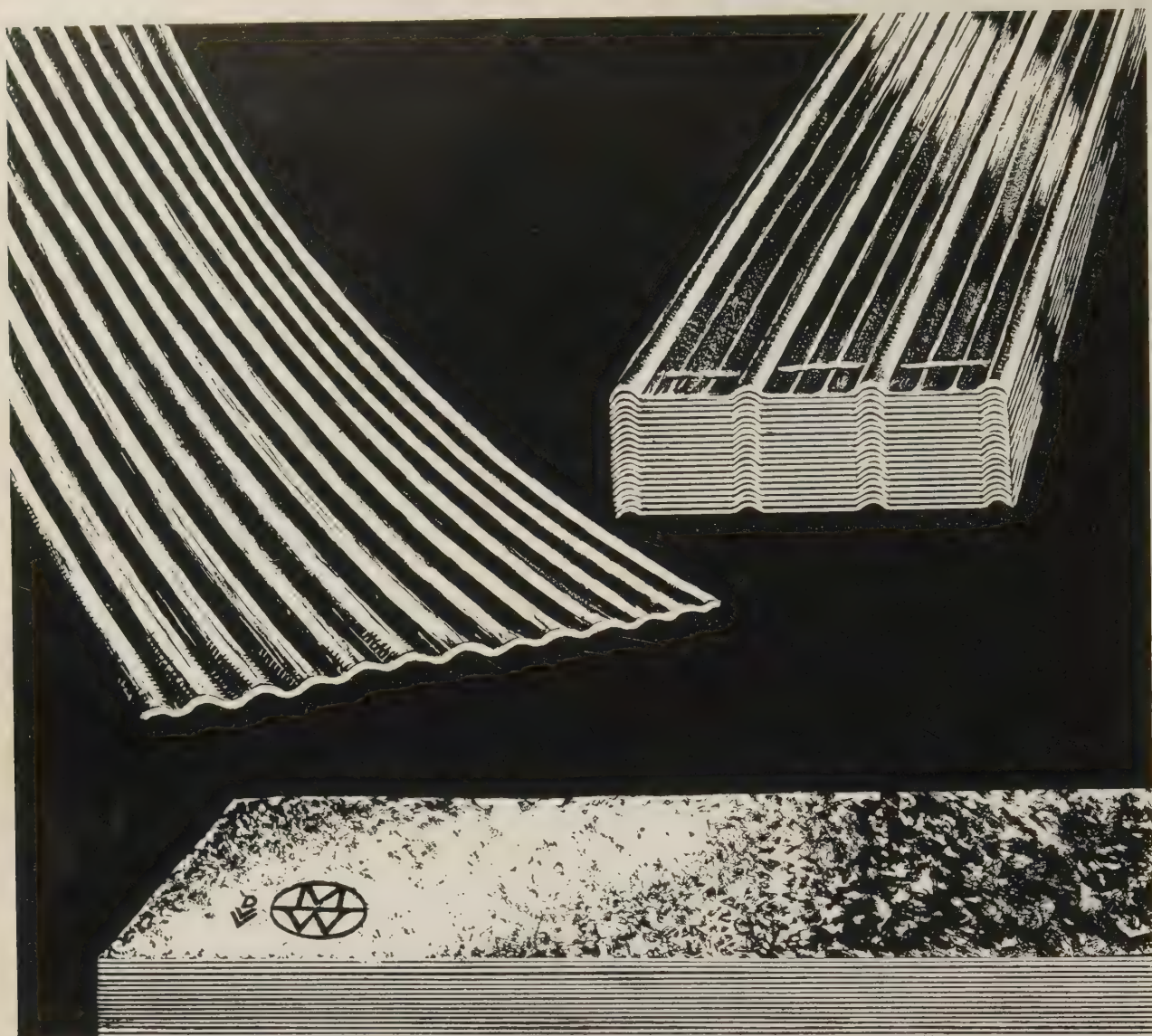


ERZEUGNISSE DER

LECHLER

BAUTENSCHUTZCHEMIE

FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART UND
GELSENKIRCHEN/BUER



VERSTEHT SICH QUALITÄT VON SELBST?

RÖHREN UND BLECHE

Für die meisten Abnehmer ist die Güte der Mannesmann-Erzeugnisse seit langem selbstverständlich. Trotzdem ist es eine schöne Bestätigung, wenn unsere verzinkten Bleche außer der Mannesmann-Marke das Gütezeichen des Deutschen Verzinkerei-Verbandes tragen. Für die Produktion von Fahrzeugen, Landmaschinen, Behältern, Apparaten und Haushaltswaren werden verzinkte oder verbleite Flachbleche verwendet. Die leichten, doch stabilen Dachpfannenbleche und Wellbleche sind unempfindlich gegen Wasser, Frost und Feuer und ideal geeignet für Dacheindeckungen und Bauzwecke. Wo rationell gebaut wird, besinnt man sich auf Mannesmann.



MANNESMANN
VERKAUFGEMEINSCHAFT
DUSSELDORF · MANNESMANNHAUS

Über das Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung*

Von Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund

Übersicht

Bei ruhender Belastung durch einen allgemeinen Spannungszustand ist die Vergleichsspannung σ_V nach der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsenergie als Maßstab für die Höhe der Beanspruchung brauchbar und die Fließbedingung $\sigma_V = \sigma_F$ ist wenigstens für die dehnbaren Metalle gut geeignet.

Für den Fall der Dauerbelastung durch einen allgemeinen Spannungszustand Σ , dessen sämtliche Komponenten mit der gleichen Frequenz schwanken, kennt man dagegen bisher keinen brauchbaren Maßstab für die Höhe der Dauerbeanspruchung. Einzelne Komponenten des Spannungszustandes, z. B. eine Hauptspannung σ_{10} oder die Vergleichsspannung σ_{V0} sind für diesen Zweck im allgemeinen Falle ungeeignet. Das bei den einfachen Spannungszuständen benutzte Spannungsverhältnis $\kappa = \sigma_u / \sigma_o$ wird dafür sinnlos, da die Verhältniszahl κ i. a. für jede Spannungskomponente einen anderen Wert annimmt.

1. Bei der üblichen Betrachtung von einfachen Dauerbelastungen wird angenommen, daß sich die Belastung periodisch verändert, z. B. die Spannung in einem Punkt gemäß

$$\sigma(t) = \sigma_m + \Delta\sigma \cdot \sin \omega t = (\sigma_o + \sigma_u)/2 + (\sigma_o - \sigma_u)/2 \cdot \sin \omega t. \quad (1)$$

Die Grenzwerte der Spannung σ sind dabei σ_o bzw. $\sigma_u = \sigma_m \pm \Delta\sigma$.

In dem bekannten Ermüdungsdiagramm für einachsige Beanspruchung (Abb. 1) ist die höchste, beliebig oft er-

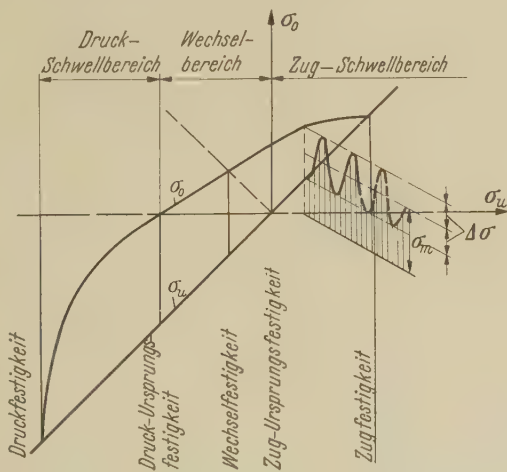


Abb. 1. Dauerfestigkeit σ_o eines Zug-(Druck-)Stabes in Abhängigkeit von σ_u (nach M. Roš und A. Eichinger: [1], S. 106).

tragene Spannung σ_o auch von σ_u abhängig, Sinngemäßes gilt für die Zeitfestigkeit für N Lastwechsel. Abb. 2 zeigt die „Dauerfestigkeit bei einachsiger Beanspruchung“ in Abhängigkeit von dem sog. Spannungsverhältnis

$$\kappa = \sigma_u / \sigma_o. \quad (2)$$

Die beiden Linien gelten, wenn die absolut größere Spannung eine Zug- bzw. eine Druckspannung ist. In diesem Falle eines einachsigen Spannungszustandes sind die Zu-

sammenhänge bekannt und $\tau_o = \sigma_o(\kappa)$ ist als Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung gut geeignet.

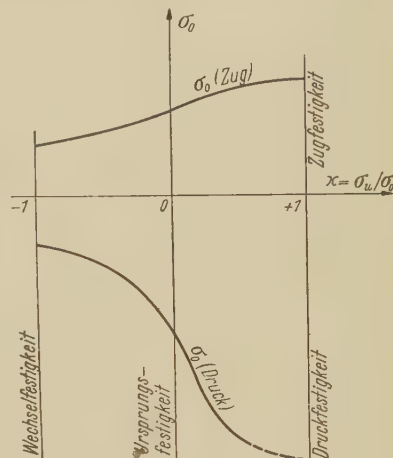


Abb. 2. Dauerfestigkeit σ_o eines Zug-(Druck-)Stabes in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis $\kappa = \sigma_u / \sigma_o$ (schematisch).

Gleiches gilt für den Fall der Torsionsbelastung gemäß

$$\tau(t) = \tau_m + \Delta\tau \cdot \sin \omega t \quad (1a)$$

mit dem Spannungsverhältnis

$$\kappa = \tau_u / \tau_o. \quad (2a)$$

Auch hier reicht $\tau_o(\kappa)$ aus, um die Abhängigkeit erschöpfend zu beschreiben.

Für den Bauingenieur stehen natürlich die „Stäbe“ im Vordergrund des praktischen Interesses, und zwar sowohl die mit einfachen Spannungszuständen (Zug oder Biegung oder Torsion), wie die mit Kerbspannungszuständen (Nietbohrungen oder Schweißnähte). Über die Dauerfestigkeit solcher Stäbe mit einfachen Grundbelastungen liegt reiches Erfahrungsmaterial vor. Ihre Theorie ist in letzter Zeit besonders von F. Stüssi [2] stark gefördert worden.

Die Frage, welche Zusammenhänge gelten, wenn zusammengesetzte Spannungszustände (z. B. σ und τ) als Grundbelastung vorliegen, ist dagegen m. W. bisher nur für einige wenige Belastungsfälle untersucht worden. Nähere Kenntnis über das Maß, mit dem man die Höhe der Dauerbeanspruchung in solchen Fällen beurteilen kann, scheint noch zu fehlen.

Die vorliegende Betrachtung will einige Hinweise zu dieser Frage geben. Es ist für unseren Zweck nicht notwendig, auch auf die Kerbspannungszustände an besonderen Modellen einzugehen. Die Schwierigkeiten der Fragestellung und die Lücken unseres heutigen Wissens werden bereits ausreichend sichtbar, wenn man einige Beispiele von homogenen oder linearen Spannungszuständen betrachtet.

2. Wir betrachten zunächst den Fall, daß alle Komponenten des Spannungstensors mit gleichen Perioden und ohne Phasenverschiebung veränderlich sind, gemäß

$$\Sigma(t) = \Delta\Sigma \cdot \sin \omega t, \quad (3)$$

wobei der Spannungszustand um den Mittelzustand $\Sigma_m = 0$ schwankt. Die Grenzzustände sind $\Sigma_o = +\Delta\Sigma$ und $\Sigma_u = -\Delta\Sigma$. Das Spannungsverhältnis hat hier für alle Komponenten die gleiche Größe, nämlich $\kappa = -1$.

Als Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung kann in diesem Falle eine beliebige Spannungskomponente benutzt werden, wobei allerdings immer hinzugefügt werden

* Die vorliegende Betrachtung entstand im Anschluß an die Beratungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbau (DAST), unter dem Vorsitz von Herrn Hauptverwaltungsdirigenten Dr.-Ing. E. h. E. Ernst.

muß, daß die betreffende „Wechselhaftigkeit“ dem Spannungszustand Σ zugeordnet ist.

Irgendwelche skalare Funktionen der Komponenten von Σ , z. B. die Vergleichsspannung σ_V nach der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit, sind dagegen nicht als Maßstab für die Höhe der Dauerbeanspruchung geeignet, da der Wechsel im Vorzeichen von Spannungen und Verzerrungen dadurch nicht erfaßt werden kann.

3. Nicht mehr so einfach liegen die Verhältnisse bei der Belastung mit einem Spannungszustand, der um einen von Null verschiedenen mittleren Spannungstensor Σ_m schwankt [bei Gl. (3) war $\Sigma_m = 0$].

Wir beschränken uns wieder auf den einfachsten Fall, daß sich alle Komponenten des Spannungstensors Σ mit der gleichen Frequenz verändern, und daß die einzelnen Komponenten keine Phasenverschiebungen haben. Den Spannungstensor kann man dann schreiben als

$$\Sigma(t) = \Sigma_m + \Delta\Sigma \cdot \sin \omega t. \quad (4)$$

Die Extremalwerte werden bei allen Spannungskomponenten in den gleichen Zeitpunkten erreicht. Die Grenzzustände kann man also schreiben

$$\Sigma_o = \Sigma_m + \Delta\Sigma, \quad \Sigma_u = \Sigma_m - \Delta\Sigma.$$

Die Hauptachsen des Spannungstensors bleiben dafür im allgemeinen nicht erhalten, d. h. sie werden ebenfalls mit der Frequenz pendeln. Entsprechendes gilt für den Tensor der Verzerrungen.

In dem Falle der Gl. (4) sind zwar alle Komponenten des Spannungstensors bekannt, sobald eine von ihnen gegeben wird. Es ist jedoch nicht mehr sinnvoll, das Spannungsverhältnis κ zu bilden. Die Werte σ_u/σ_o usw. haben nämlich im allgemeinen für jede Komponente des Spannungstensors eine andere Größe.

Die bisherigen Maßstäbe für die Höhe der Dauerbeanspruchung versagen hier bereits völlig. Die Vergleichsspannung σ_V nach der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit wird als Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung auch deshalb unbrauchbar, weil die Ausschläge von σ_V aus dem „Mittelwert“ σ_{Vm} i. a. nicht mehr gleich groß sind:

$$|\sigma_{Vo} - \sigma_{Vm}| \neq |\sigma_{Vm} - \sigma_{Vu}|. \quad (5)$$

Für das Beispiel einer hohlen Welle mit umlaufender Biegung, die ein konstantes Torsionsmoment überträgt, sei

$$\sigma(t) = \Delta\sigma \cdot \sin \omega t, \quad \tau(t) = \tau_m = \text{konst.} \quad (6)$$

Die Spannungen σ schwanken zwischen $+\Delta\sigma$ und $-\Delta\sigma$, während τ konstant ist. Die Spannungsverhältnisse für die Normalspannung wären also $\kappa(\sigma) = -1$ (entsprechend der Wechselfestigkeit), für die Schubspannungen $\kappa(\tau) = +1$ (entsprechend ruhender Belastung).

Die Vergleichsspannung nach der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit wird für das Beispiel Gl. (6)

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{\Delta\sigma^2 \cdot \sin^2 \omega t + 3\tau_m^2}. \quad (7)$$

Die Werte schwanken zwischen

$$\sigma_{Vm} = \sqrt{3\tau_m^2} \quad \text{und} \quad \sigma_{Vo} = \sigma_{Vu} = \sqrt{\Delta\sigma^2 + 3\tau_m^2}.$$

Der Vorzeichenwechsel in σ kann, wie schon erwähnt, mittels σ_V nicht beurteilt werden.

4. Auch für die größte Hauptspannung als Maßstab für die Höhe der Dauerbelastung erkennt man ähnliche Mängel.

Theoretisch ist z. B. ein Spannungszustand denkbar, der aus nur einer Hauptspannung konstanter Größe besteht ($\sigma_1 = \text{konst.}, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$), wobei sich jedoch die Hauptachsenrichtung (α_0) periodisch dreht.

In diesem Falle würde die (konstante) Größe der Hauptspannung $\sigma_{1o} = \sigma_1$ bestimmt keinen brauchbaren Maßstab für die Höhe der Dauerbeanspruchung geben können, da sie ja die veränderlichen Verformungen nicht erfaßt. Diese Feststellung ist interessant, auch wenn man einen solchen Spannungszustand vielleicht nicht realisieren kann.

In Ziff. 6 wird ein Beispiel angegeben, bei dem während des Belastungsvorganges die Größe von zwei Hauptspannungen unverändert bleibt. Der betreffende Spannungszustand läßt sich realisieren.

Auch der ebene Spannungszustand

$$\sigma_x = \Delta\sigma_x \cdot \sin \omega t, \quad \sigma_y = \text{konst.}, \quad \tau_{xy} = 0, \quad (8)$$

wobei $\sigma_1 = \sigma_x$ und $\sigma_2 = \sigma_y$ Hauptspannungen bedeuten, kann leicht realisiert werden, z. B. bei einer hohlen Welle mit umlaufender Biegung und konstantem Innendruck. Es dürfte wohl mit Sicherheit zu erwarten sein, daß die Größe der zweiten Hauptspannung σ_2 (d. h. der Ringspannung) hier nicht ohne Einfluß ist und daß die Wechselfestigkeit $\sigma_{1o} = \Delta\sigma_x$ durch hohe quergerichtete Ringzugspannungen σ_2 entsprechend vermindert wird.

Entsprechendes dürfte gelten, wenn bei dem obigen Modell auch der Innendruck und damit die Ringspannung σ_y variiert, z. B. gemäß

$$\sigma_x = \Delta\sigma_x \cdot \sin \omega t, \quad \sigma_y = \sigma_{ym} + \Delta\sigma_y \cdot \sin \omega t, \quad \tau_{xy} = 0. \quad (9)$$

Je nach der betrachteten Stelle des Rohres können dann die Ringzugspannungen σ_{2o} mit Zug- bzw. Druckspannungen σ_{1o} in der Längsrichtung zusammentreffen. Auch hier ist zu erwarten, daß die zweite Hauptspannung nicht ohne Einfluß ist.

Bei den Belastungsfällen Gl. (8) und (9) ist somit wohl nicht zu erwarten, daß die Längs-Hauptspannung σ_{2o} allein als Maßstab für die Höhe der Dauerbelastung geeignet ist.

Vorstehendes schließt nicht aus, daß die Hauptspannung σ_{1o} (oder eine andere einfache Größe bzw. Funktion des Spannungstensors) in gewissen Fällen und in erster Annäherung als Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung brauchbar ist. Dies ist z. B. zu erwarten, solange σ_{1o} stark überwiegt ($\sigma_{1o} \gg \sigma_{2o}$). Die Bedingungen und die Grenzen der Anwendbarkeit einer solchen Annäherung sind jedoch gegebenenfalls genau zu umreißen, wenn Fehlschlüsse vermieden werden sollen.

5. Der allgemeine Fall, daß sich die einzelnen Komponenten von Σ mit verschiedenen Frequenzen verändern, sei hier außer acht gelassen.

Wir beschränken uns wieder auf die Spannungszustände, deren sämtliche Komponenten sich mit der gleichen Frequenz ändern. Dagegen sollen die Höchstwerte bei den einzelnen Komponenten zu verschiedenen Zeiten erreicht werden. Seien t_i die Phasenverschiebungen, so gilt z. B.

$$\sigma_i(t) = \sigma_{im} + \Delta\sigma_i \cdot \sin \omega(t + t_i). \quad (10)$$

Man beachte, daß der in Gl. (4) benutzte „mittlere Spannungstensor“ Σ_m (für $t = 0, \pi, \dots$) hier i. a. nicht mehr besteht. Auch die „Grenzzustände“ im früheren Sinne Σ_o und Σ_u gibt es i. a. nicht mehr.

Die Vergleichsspannung σ_V kann im Grenzfall dem Betrag nach sogar konstant sein trotz der veränderlichen Belastung. Betrachten wir als Beispiel hierfür

$$\sigma(t) = \Delta\sigma \cdot \sin \omega t, \quad \tau(t) = \Delta\tau \cdot \cos \omega t. \quad (11)$$

Dieser Spannungszustand wechselt, von der Phasenverschiebung abgesehen, zwischen den Normalspannungen $\pm \Delta\sigma$ und den Schubspannungen $\pm \Delta\tau$, wobei sich die Hauptachsen des Spannungszustandes [3] gemäß

$$\tan 2\alpha_0 = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x} = 2 \frac{\Delta\tau}{\Delta\sigma} \cotg \omega t$$

entsprechend $\omega/2$ (ungleichförmig) drehen. Die Spannungsverhältnisse für die Komponenten sind $\kappa(\sigma) = -1$ und $\kappa(\tau) = +1$.

Für den Sonderfall $\Delta\sigma = \Delta\tau \cdot \sqrt{3}$ wird die Vergleichsspannung $\sigma_V(t) = \Delta\sigma = \text{konst.}$, d. h. sogar ganz unabhängig vom Zeitpunkt. Es wäre also sinnlos, σ_V als Maßstab für die Höhe der Dauerbeanspruchung benutzen zu wollen.

Das folgende Beispiel zeigt schließlich noch einmal, daß auch die größte der Hauptspannungen, wenigstens in

gewissen Fällen eines ebenen Spannungszustandes, völlig ungeeignet ist, um allein als Maßstab für die Höhe der Dauerbeanspruchung zu dienen.

Wir betrachten den Spannungszustand

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= +\Delta\sigma \cdot \sin \omega t, \\ \sigma_y &= -\Delta\sigma \cdot \sin \omega t, \\ \tau_{xy} &= \Delta\sigma \cdot \cos \omega t. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Die beiden Hauptspannungen errechnen sich hierfür zu

$$\sigma_{1,2} = (\sigma_x + \sigma_y)/2 \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2/4 + \tau_{xy}^2} = \pm \Delta\sigma. \quad (13)$$

Alle drei x -Werte sind dafür gleich $x = -1$.

Bei dem Belastungszustand Gl. (12), der z. B. bei einem umlaufenden Rohr mit variablem Innendruck und mit Torsion verwirklicht werden kann, sind die Werte der beiden Hauptspannungen konstant. Da $\sigma_1 = -\sigma_2$ ist, handelt es sich um eine reine Schubbelastung des betr. Volumenelementes. Die Hauptachsenrichtung α_0 dreht sich während des Belastungsvorganges gemäß [3]

$$\operatorname{tg} 2 \alpha_0 = 2 \tau_{xy}/(\sigma_x - \sigma_y) = \operatorname{ctg} \omega t \quad (14)$$

(ungleichförmig) mit der halben Frequenz. Die größte Hauptspannung $\sigma_{10} = \Delta\sigma = \text{konst}$ ist also in diesem Falle sicherlich nicht mehr als Maßstab für die Höhe der Dauerbelastung sinnvoll.

6. Schluß. An den vorstehenden Beispielen erkennt man, wie ungeklärt die Frage nach einem Maßstab für die Höhe der Dauerbeanspruchung ist.

Sowohl für die Vergleichsspannung σ_{V0} wie für die Hauptspannung σ_{10} gibt es spezielle Belastungszustände, für die σ_{V0} bzw. σ_{10} während des Belastungsvorganges konstant sind. Damit dürfte klarliegen, daß σ_{V0} bzw. σ_{10} höchstens in gewissen, jeweils entsprechend zu umreißen den Bereichen und immer nur in erster Annäherung als Maßstab für die Höhe der Dauerbelastung brauchbar sein können.

Es ist für diesen Zweck offenbar notwendig, die Größe der Verformungen bzw. der Differenzen der sämtlichen Komponenten des Spannungstensors zu betrachten, die zwischen den einzelnen Grenzzuständen liegen.

Die vorstehend skizzierten Zusammenhänge scheinen noch nicht näher untersucht zu sein. Es ist der Zweck dieser Bemerkungen, hierauf hinzuweisen und eine nähere Untersuchung anzuregen.

Literatur

1. M. Roß u. A. Eichinger: EMPA-Bericht Nr. 173, Zürich 1950, S. 106.
2. F. Stüssi: Abh. Int. Ver. Brückenbau u. Hochbau 13 (1953) S. 357 und 14 (1954) S. 253, sowie Mitt. TKVSB, Nr. 13, Zürich 1955.
3. F. Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure. 2. Aufl., Berlin 1955, Bd. 1, S. 199.

Verkehrsbeleuchtung auf Straßen und Brücken

Von H. C. Vits, Hameln

Übersicht. In der Straßenbeleuchtung gebräuchliche elektrische Lichtquellen, Leuchten und deren Anordnung sowie die Anforderungen an neuzeitliche Anlagen werden in einem den Bauingenieur interessierenden Rahmen behandelt.

Das ständig wachsende Wirtschaftsvolumen der letzten Jahre und die damit in unmittelbarem Zusammenhang stehende erhebliche Zunahme des Verkehrs hat die Straßen- und Brückenbauer vor neue Aufgaben gestellt [1]. Neben den baulichen Problemen ist es vor allem die Verkehrssicherheit, die im Vordergrund des Interesses steht [2]. Insbesondere für die Zeit der Nachtstunden gewinnt diese Frage eine überragende Bedeutung; sie ist mit der Beleuchtungsfrage unmittelbar verknüpft.

Der Bau von Leuchten für öffentliche Verkehrswege hat in den letzten Jahren eine bedeutende Ausweitung erfahren. Die Forderung, bei bester lichttechnischer Gestaltung ein Minimum an Unfallgefahr erreichen zu können, hat die Entwicklung dieser Leuchtgeräte erheblich beeinflußt und vorangetrieben.

Die gegenwärtig wirtschaftlichsten Lichtquellen für die elektrische Straßenbeleuchtung sind Leuchtstofflampen,

Rücksicht auf die Farbwiedergabe den Leuchtstofflampen den Vorzug, während in Beleuchtungsanlagen für Fernverkehr, besonders im Ausland, auch Natriumdampflampen vielfach Anwendung finden. Form und Abmessungen der

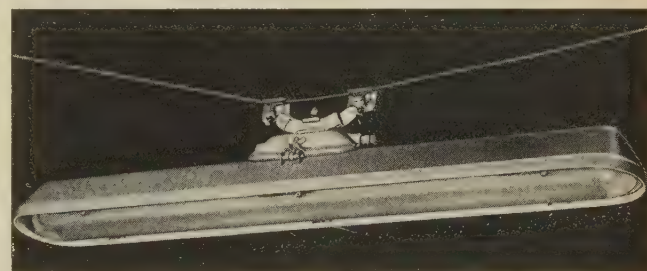


Abb. 2. Leuchte für Leuchtstofflampen (Längsanordnung).

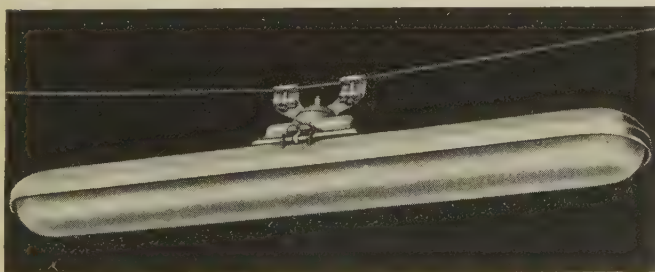


Abb. 1. Leuchte für Leuchtstofflampen (Queranordnung) ¹

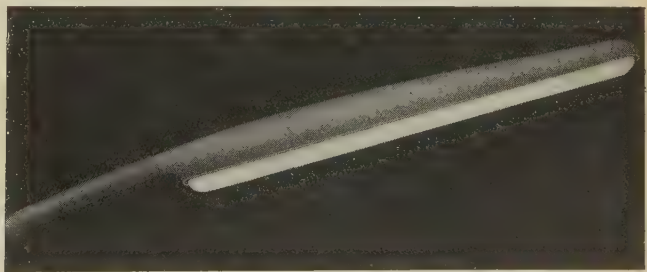


Abb. 3. Mastansatzleuchte. (Aufn. A. Meyer, Hameln.)

Quecksilberdampflampen mit Leuchtstoff und Natriumdampflampen. Im Bereich des Stadtverkehrs gibt man mit

¹ Die Photos der Abb. 1—6 wurden dem Verfasser von dem Bildarchiv der AEG, Berlin zur Verfügung gestellt.

Formgestaltung der Leuchten (Abb. 1 und 2). Hinsichtlich der Anordnung der Leuchten war früher allgemein die Mittelanordnung an Überspannungen über den Fahrbahnen vorherrschend, während sich in neuerer Zeit die

seitliche Anordnung der Leuchten an parabelförmig auslaufenden Mastenden (Abb. 3) mehr durchsetzt. Von Fall zu Fall sollte bei jedem größeren Bauvorhaben die Entscheidung über die Anordnung nach eingehender Projektierung dem Beleuchtungsfachmann vorbehalten bleiben, der seinerseits versuchen muß, sich den geschmacklichen und städtebaulichen Wünschen weitgehend anzupassen. Eine praktisch blendungsfreie Beleuchtung erzielt man mit der als Mastaufsatz- oder auch als Hängeleuchte zu ver-



Abb. 4. Ringblendenleuchte.

wendenden Ringblendenleuchte (Abb. 4). Sie wird als mehr dekorativ wirkende Leuchte bevorzugt auf Plätzen, Alleen und Promenadenwegen angewendet. Die Frage der zweckmäßigsten Anordnung [3] der Leuchten im Straßenraum ist schon häufig diskutiert worden und von verschiedenen Gesichtspunkten aus zu behandeln. Im Vordergrund stehen dabei die optisch-physiologischen Sehbedingungen der Verkehrsteilnehmer, wie Wahrnehmungsgeschwindigkeit, Kontrastempfindung bei plötzlich auftauchenden Hindernissen, wie Fahrzeugen oder Personen. Diese stehen in engem Zusammenhang mit der Helligkeit, der Lichtverteilung und den Reflexionsverhältnissen auf der Straßenoberfläche [4]. Gute Gleichmäßigkeit bei ausreichenden Beleuchtungsstärken und richtige Verteilung des Lichtstromes im gesamten Straßenraum ergeben günstigere Sehbedingungen und



Abb. 5. Straßenbeleuchtung durch Leuchtstofflampen in Queranordnung.

erleichtern einen schnellen Fahrzeugverkehr. In dem Normblatt DIN 5044 (Mai 1955) sind die Richtlinien für die Straßenbeleuchtung festgelegt worden. Abweichend von der früheren Gepflogenheit, die die Meßebene in 1 m Höhe über Boden annahm, wurde diese jetzt in Anlehnung an bestehende ausländische Leitsätze und zur leichteren Aus-

wertung der Leuchtdichtenverteilung in höchstens 20 cm über der Straßenfläche festgelegt. Ein guter Reflexionsgrad der Straßendecken in trockenem und nassem Zustand ist für die Beleuchtungswirkung mit von entscheidender Be-



Abb. 6. Straßenbeleuchtung durch Leuchtstofflampen in Längsanordnung.

deutung, d. h. es sind möglichst helle und raue, somit diffus reflektierende Straßenoberflächen vorzusehen.

Nach statistischen Unterlagen ist erwiesen, daß bei schlechteren Beleuchtungsverhältnissen die Schwere der Unfälle zunimmt. Ermittlungen aus den USA [5] zufolge sind dort im Jahre 1951 allein im Straßenverkehr 37 300 Menschen ums Leben gekommen. Diese tödlichen Unfälle verteilen sich zu 44 % auf die Tages- und zu 56 % auf die Nachtstunden, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß der nächtliche Verkehr nur etwa $\frac{1}{3}$ des Tagesverkehrs ausmacht. Man hat aus statistischen Erhebungen festgestellt, daß die Zahl der im nächtlichen Straßenverkehr Getöteten durch richtige und ausreichende Beleuchtung der Straßen auf die Hälfte zurückgegangen ist. Ferner wird die Auffassung vertreten, daß die finanziellen Belastungen für die Wiedergutmachung der durch nächtliche Verkehrsunfälle auf mangelhaft beleuchteten Straßen entstandenen Schäden erheblich höher sind als die Aufwendungen zur Errichtung einwandfreier Beleuchtungsanlagen.

Es steht außer Frage, daß wir mit einem ständigen Anwachsen des Verkehrs zu rechnen haben; darum kann bei Neuplanungen nicht intensiv genug darauf hingewirkt werden, für die Zukunft Verkehrswege zu schaffen, die durch vorbildliche Beleuchtung dazu beitragen, die Unfallziffern auf ein erträgliches Maß herabzumindern. Auch auf eine ausreichende Bestückung mit richtig bemessenen Leuchten muß geachtet werden. Bei der Planung neuer Brücken und Straßenanlagen müßte angestrebt werden, daß sich alle dafür in Frage kommenden Stellen miteinander verständigen, um durch das Zusammenwirken der verschiedensten Erfahrungen und Erkenntnisse die besten und wirtschaftlichsten Ergebnisse zu erzielen.

Literatur

- [1] W. Köhler und W. Spriewald: VDI 96 (1954), S. 965 ... 972 und Lichttechnik 6 (1954), S. 99.
- [2] E. v. d. Trappen, E. Jacob und A. Pahl: Aktuelle Fragen der Straßenbeleuchtung, Berlin 1954. Öffentliche Beleuchtung. Bull. schweiz. elektrot. Ver. 46 (1955), S. 461 ... 466.
- [3] H. Groher: Lichttechnik 5 (1953), S. 371 ... 372. W. Köhler: Lichttechnik 5 (1953), S. 331 ... 333. E. Hallier: Lichttechnik 6 (1954), S. 128 ... 130.
- [4] W. Arndt: Lichttechnik 6 (1954), S. 178 ... 181.
- [5] H. Ilzhöfer: Beilage „Die Straße“ aus „Der Volkswirt“, Wirtsch.- und Finanz-Zeitung Nr. 28 vom 10. 7. 1954.

Genaue Berechnung schiefer Trägerrostbrücken mit Einflußlinien

Von o. ö. Prof. Dr. techn. H. Beer und Dipl.-Ing. F. Resinger, Graz

A. Einleitung

Schiefe Trägerrostbrücken mit nur wenigen Längs- und Querträgern müssen nach den Methoden der Stabstatik berechnet werden. Handelt es sich um Stahlbetonbrücken, so haben ihre Längs- und Querträger als Plattenbalken erhebliche Drillsteifigkeit, die — wie Versuche [1] gezeigt haben — berücksichtigt werden muß. Außerdem hat auch noch die exzentrische Lage der Plattenmittelfläche gegenüber der Mittelebene des Rostes Einfluß auf die Lastübertragung [2].

Die bisher bekannten Berechnungsverfahren der Stabstatik für schiefe Trägerroste basieren auf der Kraftmethode, wobei der Arbeitsaufwand für den drillsteifen Trägerrost schon bei nur einem Mittelquerträger und vier Längsträgern sehr hoch wird. Die Verfasser [3] haben die erweiterte Deformationsmethode auf die Berechnung des geraden drillsteifen Trägerrostes angewandt, wobei der Zeitaufwand gegenüber der Kraftmethode sehr erheblich reduziert wurde. Nachstehend soll nun diese Methode auch auf die Berechnung des schiefen drillsteifen Rostes ausgedehnt werden, für den — soweit den Verfassern bekannt ist — eine genaue Berechnungsmethode mit Einflußlinien fehlt.

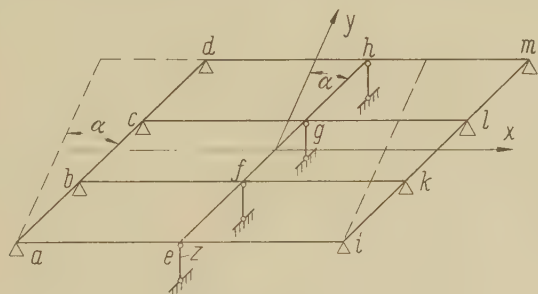


Abb. 1. Hauptsystem (axonometrisch).

Nach H. Homberg [4] kann man an Stelle des schiefen Rostes näherungsweise einen geraden Rost mit gleicher Stützweite und gleichem Normalabstand der Längsträger berechnen, wenn die Querträgersteifigkeit entsprechend verändert wird. Wir werden hier — an Hand der entwickelten genauen Berechnung — auch untersuchen, wie weit diese Annahmen von Homberg für den drillsteifen Rost zutreffen, wobei wir den Vergleichsbereich von $\alpha = 0^\circ$ bis $\alpha = 60^\circ$ erstrecken.

B. Berechnungsgang

Wir führen ein Hauptsystem mit beweglicher Knotenfigur ein, indem wir jeden freien Knoten des Rostes durch einen Stützstab Z gegen lotrechte Verschiebung sichern (Abb. 1).

Halten wir auch noch alle Knoten durch Festhaltevektoren D gegen Drehung fest, so entsteht das Grund-

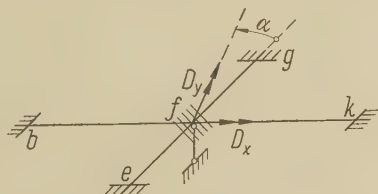


Abb. 2. Knoten f am Grundsystem (axonometrisch).

system, in dem jeder Stab beidseitig starr gegen Biegung und Drillung eingespannt ist. In Abb. 2 ist der Knoten f am Grundsystem dargestellt. Da wir nur lotrechte Belastung voraussetzen, findet eine Knotendrehung in der Grundrißebene nicht statt. Wir benötigen daher zur Festhaltung des Knotens nur die Festhaltevektoren D_x und D_y .

1. Hauptsystem

Wir betrachten zuerst die unbewegliche Knotenfigur (Hauptsystem) und führen die Entwicklung für einen beliebigen Knoten f durch. Lösen wir die Festhaltevektoren D_x und D_y , so wird sich der Knoten f um diese Achsen drehen, und die beiden Drehungskomponenten δ_x und δ_y sind durch nachstehende Gleichungen bestimmt:

$$\left. \begin{aligned} D_{x0} + \delta_x D_{xx} + \delta_y D_{xy} &= 0, \\ D_{y0} + \delta_x D_{xy} + \delta_y D_{yy} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Mit $u = x, y$, bzw. $v = x, y$ bedeutet D_{uv} das Moment um den Festhaltevektor D_u infolge der gegebenen Belastung und D_{uv} das entsprechende Moment infolge der Drehung $\delta_v = 1$, beide Momente am Grundsystem. Es gilt der Satz von der Gegenseitigkeit der Stützreaktionen $D_{uv} = D_{vu}$.

Wir erhalten nach Auflösung der Gleichungen das Biegemoment um die waagrechte Hauptachse (1) und das Drillmoment um die Stabachse (2):

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= {}^0M_1 + \delta_x \cdot {}^xM_1 + \delta_y \cdot {}^yM_1, \\ M_2 &= {}^0M_2 + \delta_x \cdot {}^xM_2 + \delta_y \cdot {}^yM_2. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Mit $i = 1, 2$ ist hierbei: 0M_i das Moment am Grundsystem um die Achse i infolge der gegebenen Belastung und vM_i das entsprechende Moment infolge $\delta_v = 1$ (Abb. 3).

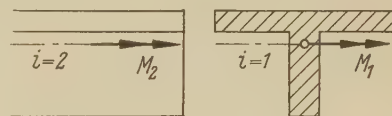


Abb. 3. Biege- und Torsionsachse.

Für die Ermittlung der Drehungsanteile vM_i wird außer der Biegesteifigkeit μ_1 auch noch die Drillsteifigkeit μ_2 eingeführt, wobei letztere sinngemäß die Verdrehung des betrachteten Stabendes infolge eines dort wirkenden Drillmomentes $M_2 = 1$ ist. Man erhält:

$$\begin{aligned} {}^xM_1 &= {}^x\tau_1 \cdot \mu_1, & {}^xM_2 &= {}^x\tau_2 \cdot \mu_2, \\ {}^yM_1 &= {}^y\tau_1 \cdot \mu_1, & {}^yM_2 &= {}^y\tau_2 \cdot \mu_2. \end{aligned}$$

Entsprechend Abb. 4 sind die Drehungskomponenten ${}^v\tau_i$ einfach die Richtungskosinusse $\cos {}^v\alpha_i$ der Achsen i im rechtsorientierten Koordinatensystem X, Y.

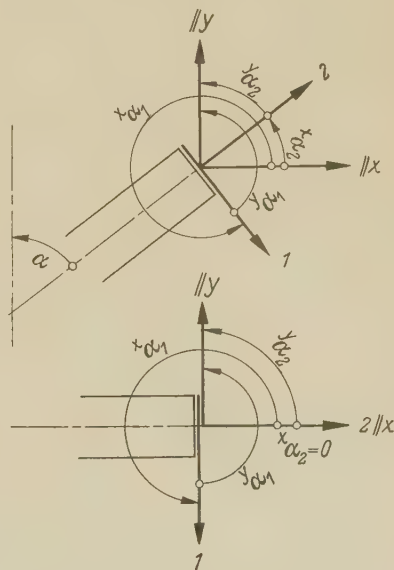


Abb. 4. Richtungskosinus

Zur Bestimmung der D_{uv} benötigen wir noch die Anteile des betrachteten Stabes an den Momenten um die Drehungsvektoren:

$$\begin{aligned} {}^xM_x &= {}^xM_1 \cdot {}^x\tau_1 + {}^xM_2 \cdot {}^x\tau_2, \\ {}^yM_x &= {}^xM_1 \cdot {}^y\tau_1 + {}^xM_2 \cdot {}^y\tau_2, \\ {}^yM_y &= {}^yM_1 \cdot {}^y\tau_1 + {}^yM_2 \cdot {}^y\tau_2. \end{aligned}$$

Hierin ist vM_u der Momentenanteil um die Achse u infolge der Einheitsdrehung um den Vektor D_v . Durch Summieren über alle n Stäbe des betrachteten Knotens erhalten wir schließlich die Gesamtmomente um die Festhaltevektoren infolge $\delta_v = 1$:

$$\left. \begin{aligned} D_{xx} &= \sum_1^n {}^xM_x = \sum_1^n [{}^x\tau_1 \cdot {}^x\tau_1 \cdot \mu_1 + {}^x\tau_2 \cdot {}^x\tau_2 \cdot \mu_2], \\ D_{xy} &= \sum_1^n {}^yM_x = \sum_1^n [{}^x\tau_1 \cdot {}^y\tau_1 \cdot \mu_1 + {}^x\tau_2 \cdot {}^y\tau_2 \cdot \mu_2], \\ D_{yy} &= \sum_1^n {}^yM_y = \sum_1^n [{}^y\tau_1 \cdot {}^y\tau_1 \cdot \mu_1 + {}^y\tau_2 \cdot {}^y\tau_2 \cdot \mu_2]. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Ähnlich wird für die gegebene Belastung:

$$\left. \begin{aligned} {}^0D_{x0} &= \sum_1^n [{}^0M_1 \cdot {}^x\tau_1 + {}^0M_2 \cdot {}^y\tau_2], \\ {}^0D_{y0} &= \sum_1^n [{}^0M_1 \cdot {}^y\tau_1 + {}^0M_2 \cdot {}^y\tau_2]. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Um zu einem Iterationsverfahren für die Berechnung der Momente am Hauptsystem für die Längs- und Quertträger zu kommen, lösen wir nun die Gl. (2) für jeden Knoten allgemein in folgender Form auf:

$$\begin{aligned} \delta_x &= a_{xx} \cdot D_{x0} + a_{xy} \cdot D_{y0}, \\ \delta_y &= a_{xy} \cdot D_{x0} + a_{yy} \cdot D_{y0}, \end{aligned}$$

wobei mit $N = D_{xx} \cdot D_{yy} - D_{xy}^2$ gilt:

$$a_{xx} = -D_{yy}/N, \quad a_{xy} = D_{xy}/N \quad \text{und} \quad a_{yy} = -D_{xx}/N. \quad (5)$$

Zur praktischen Durchführung des Momentenausgleiches am mehrknotigen Rost müssen schließlich noch die Aufteilungszahlen b_{iv} für die Momente um die Biege- und Drillachsen ermittelt werden. Ist b_{iv} das Moment um die Achse i infolge $D_{v0} = 1$, so gilt für $i = 1, 2$ und $v = x, y$:

$$\left. \begin{aligned} b_{1x} &= a_{xx} \cdot {}^x\tau_1 + a_{xy} \cdot {}^y\tau_1, & b_{2x} &= a_{xx} \cdot {}^x\tau_2 + a_{xy} \cdot {}^y\tau_2, \\ b_{1y} &= a_{xy} \cdot {}^x\tau_1 + a_{yy} \cdot {}^y\tau_1, & b_{2y} &= a_{xy} \cdot {}^x\tau_2 + a_{yy} \cdot {}^y\tau_2. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Die Aufteilung der Momente in den Knoten findet dann nach folgender Gleichung statt:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= {}^0M_1 + D_{x0} \cdot b_{1x} + D_{y0} \cdot b_{1y} \quad (\text{Biegung}), \\ M_2 &= {}^0M_2 + D_{x0} \cdot b_{2x} + D_{y0} \cdot b_{2y} \quad (\text{Drillung}). \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Nun können wir die Iteration durchführen. Wir berechnen nach Gl. (4) die Knotenmomente um die Vektoren D_x und D_y für die gegebene äußere Belastung. Um nun das Gleichgewicht im Knoten herzustellen, verteilen wir diese Momente nach den Aufteilungszahlen Gl. (6) auf die einzelnen Stäbe, wobei in den Gl. (7) nun ${}^0M = 0$ gesetzt wird. Die Fortleitung dieser Momente erfolgt für die Achse 1 (Biegung) mit halbem Betrag und gleichem Vorzeichen und für die Achse 2 (Drillung) mit gleichem Betrag und entgegengesetztem Vorzeichen. Die Konvergenz für den räumlichen Ausgleich ist sehr stark, so daß meist 2—3 Ausgleiche völlig ausreichende Ergebnisse liefern. Das Schema für den Knoten f ist in Abb. 5 dargestellt.

2. Bewegliche Knotenfigur

Wir haben das Hauptsystem durch Hinzufügen von starren Zusatzstäben in den Knoten e, f, g und h erhalten. Ihre Zahl (n) ist also gleich dem Verschieblichkeitsgrad der Knotenfigur (hier $n = 4$). Um nun die Verschiebungen

dieser Knoten zu bestimmen, müssen wir dem System n voneinander unabhängige Verschiebungszustände erteilen [5]. Zu diesem Zweck lösen wir einen oder gleichzeitig mehrere Stützstäbe von ihrer Unterlage und verschieben sie um das Maß $\zeta_n = 1$. Die Verschiebungsrichtung entspricht jener der Momentanbewegung des Gelenksystems (Knotenfigur) und fällt hier mit der Lotrechten zusammen.

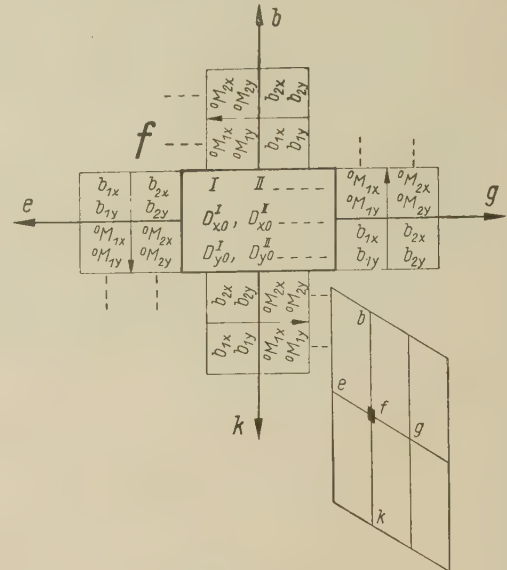


Abb. 5. Ausgleichsschema.

Ist 0M das Moment am Hauptsystem infolge der gegebenen Belastung und nM jenes infolge $\zeta_n = 1$, so erhalten wir durch Superposition:

$$M = {}^0M + \sum_n {}^nM \cdot \zeta_n, \quad (8)$$

während für die unbekannten Knotenverschiebungen ζ_n für jeden Verschiebungszustand eine Gleichung von der Bauart [6]:

$$Z_{m0} = \sum_n Z_{mn} \cdot \zeta_n = 0 \quad (9)$$

aufgestellt werden kann. Hierbei bedeutet Z_{m0} die Kraft im Zusatzstab m infolge der gegebenen Belastung am Hauptsystem und Z_{mn} die entsprechende Kraft infolge des Verschiebungszustandes $\zeta_n = 1$. Wir müssen sowohl für die gegebene Belastung als auch für die Verschiebungszustände den unter 1. entwickelten Momentenausgleich durchführen, um die Kräfte Z_{m0} und Z_{mn} zu berechnen. Für die Verschiebungszustände treten am Grundsystem, das den Ausgangspunkt für den Ausgleich bildet, nur Biegemomente und keine Drillmomente auf.

Für die Wahl der Verschiebungszustände wird man natürlich etwa vorhandene Symmetrie ausnützen und mit symmetrischen und antisymmetrischen Verschiebungsgruppen arbeiten.

3. Einflußlinien

Für die Ermittlung der Einflußlinie für irgendeine Schnittkraft S (Biegemoment, Drillmoment, Querkraft) bestimmen wir zunächst die Einflußlinie am Hauptsystem 0S . Sodann werden die Einflußlinien der Verschiebungszustände ζ_n ermittelt, mit dem Wert der Schnittkraft infolge $\zeta_n = 1$ am Hauptsystem nS verzerrt und mit 0S überlagert:

$$S = {}^0S + \sum_n \zeta_n \cdot {}^nS. \quad (10)$$

Bekanntlich ist die Einflußlinie ζ_n die Biegelinie infolge des Verschiebungszustandes $\zeta_n = 1$. Die Ermittlung von 0S erfolgt am Hauptsystem als Biegelinie infolge der Verformung „1“ an der Stelle und in Richtung der an beiden

Schnittufern angebrachten Schnittkräfte. So ist z. B. die Einflußlinie des Biegemomentes in m M_m die Biegelinie für einen in m angebrachten Knickwinkel $\varphi_m = 1$.

C. Zahlenbeispiel

Wir behandeln den in Abb. 6 dargestellten Rost und ermitteln die Einflußlinien der Biegemomente am Randlängsträger links und rechts vom Mittelquerträger $li M_e$ und $re M_e$ sowie die Einflußlinie des Torsionsmomentes T_{aQ} am Endquerträger.

Die Knotenfigur ist hier vierfach beweglich, und wir erhalten das Hauptsystem durch Anbringen von lotrechten Stützstäben in den Punkten e, f, g, h .

1. Verschiebungszustände

Das System besitzt eine horizontale und eine schräge Symmetrieachse. Wir arbeiten daher mit symmetrischen

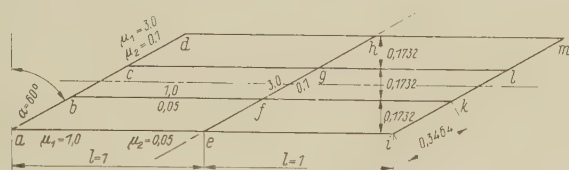


Abb. 6. Abmessungen und Steifigkeitswerte des Rostes für das Zahlenbeispiel (Grundriß).

und antisymmetrischen Verschiebungsgruppen, so daß nur jeweils zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten aufzulösen sind. Beim schrägen, torsionssteifen Rost müssen wir jedoch

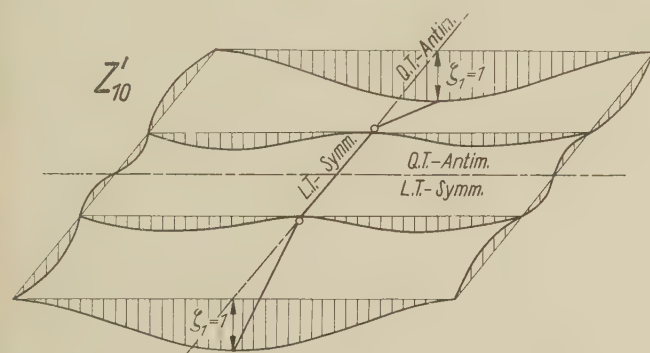


Abb. 7. Verschiebungsgruppe $\zeta_1 = 1$ (I. Teilzustand).

beachten, daß infolge der Durchbiegung des Mittelquerträgers ein antisymmetrischer Verformungszustand in den Längsträgern entsteht, wodurch die Gesamtverformung unsymmetrisch wird. Wir zerlegen daher diesen Verschie-

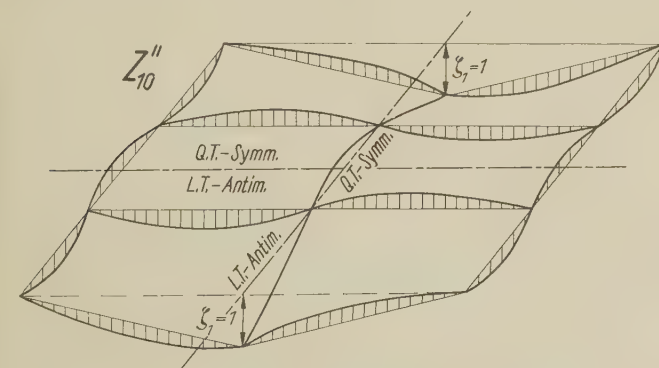


Abb. 8. Verschiebungsgruppe $\zeta_1 = 1$ (II. Teilzustand).

bungszustand in zwei Teilzustände (Abb. 7 u. 8). Im Teilzustand I betrachten wir den Mittelquerträger biegeschlaff und erhalten eine symmetrische Verformung der Längsträger und eine antisymmetrische Verformung der Endquerträger (Abb. 7). Nun berücksichtigen wir nachträglich die

Verbiegung des Mittelquerträgers und erhalten Teilzustand II (Abb. 8) mit antisymmetrischer Verformung der Längsträger und symmetrischer Verformung der Querträger. Diese Zerlegung hat den großen Vorteil, daß wir später nur zwei bzw. vier Knoten auszugleichen brauchen.

Beim Verschiebungszustand $\zeta_2 = 1$ erleidet der Mittelquerträger keine Verformung (Abb. 9). Es entsteht daher

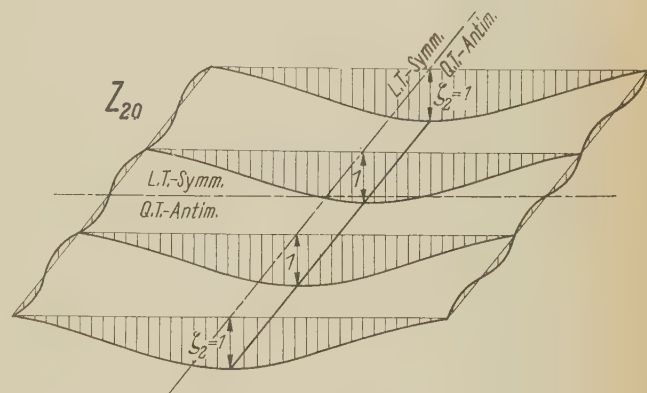


Abb. 9. Verschiebungsgruppe - 1.

für die Längsträger ein symmetrischer und für die Querträger ein antisymmetrischer Verformungszustand.

Die antisymmetrischen Verschiebungszustände $\zeta_3 = 1$ (Abb. 10 u. 11) und $\zeta_4 = 1$ (Stäbe der Knoten e, f nach abwärts und g, h nach aufwärts verschoben) müssen wir

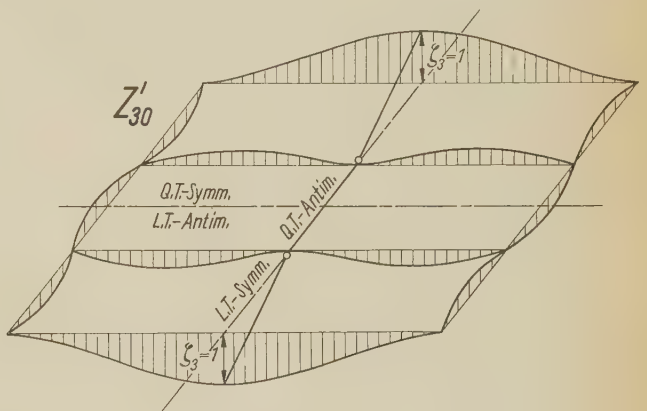


Abb. 10. Verschiebungsgruppe $\zeta_3 = 1$ (I. Teilzustand).

wieder in zwei Teilzustände zerlegen, um symmetrische und antisymmetrische Verformungen zu erhalten.

Wir beginnen die Berechnung mit der Bestimmung der Steifigkeitszahlen für Symmetrie und Antimetrie um die

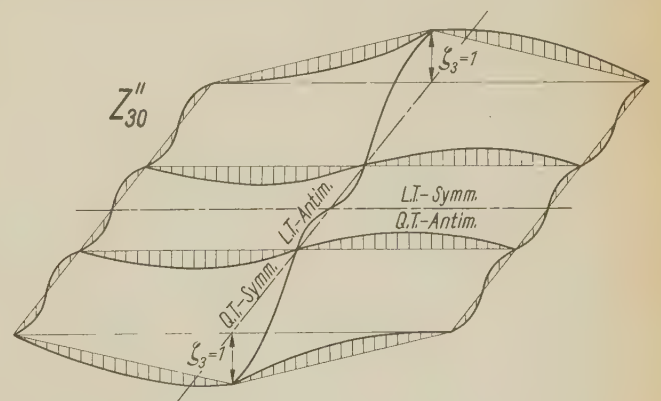


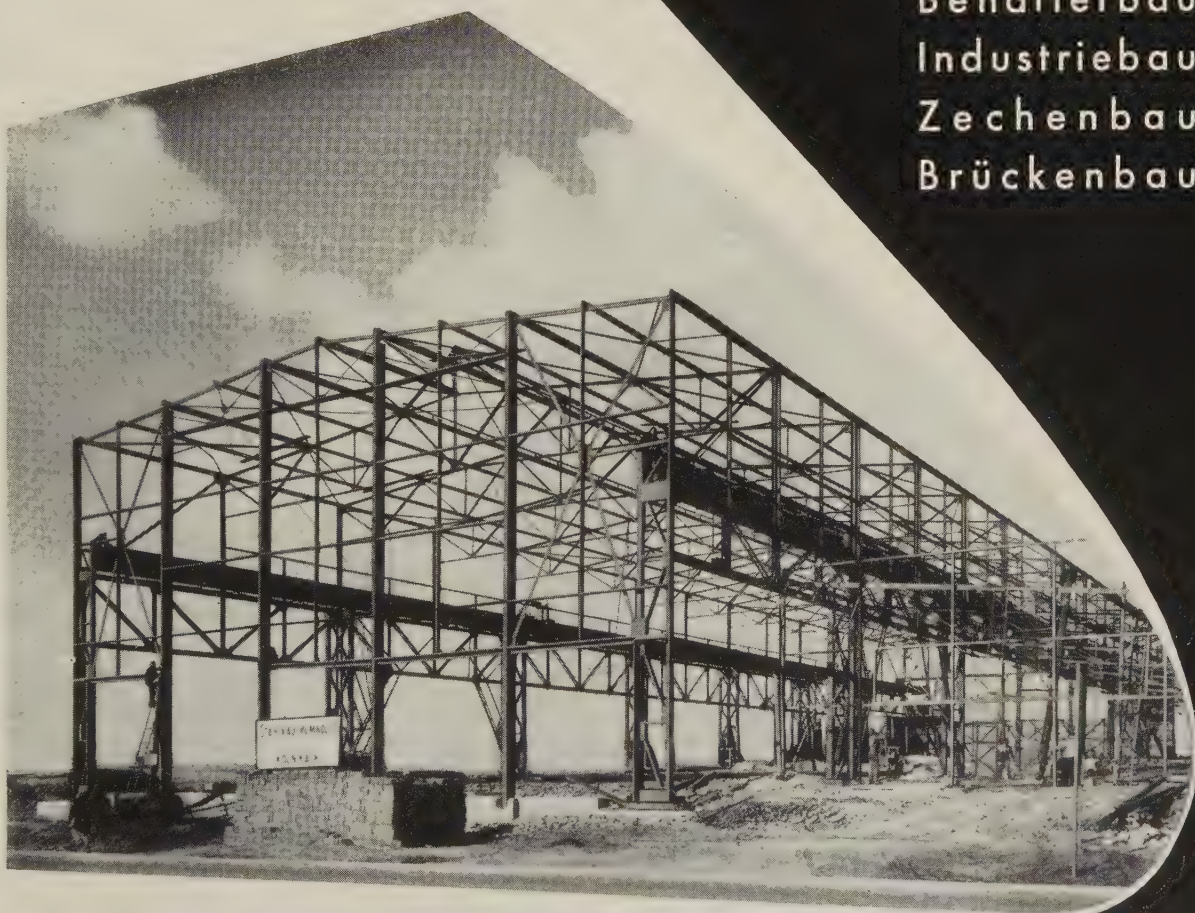
Abb. 11. Verschiebungsgruppe $\zeta_3 = 1$ (II. Teilzustand).

Längs- bzw. Querträgerachsen. Für Stabsymmetrie ist $\mu_{1,s} = 0,5 \mu_1$ und $\mu_{2,s} = 0$, während für Stabantimetrie gilt: $\mu_{1,a} = 1,5 \mu_1$ und $\mu_{2,a} = 2 \mu_2$.

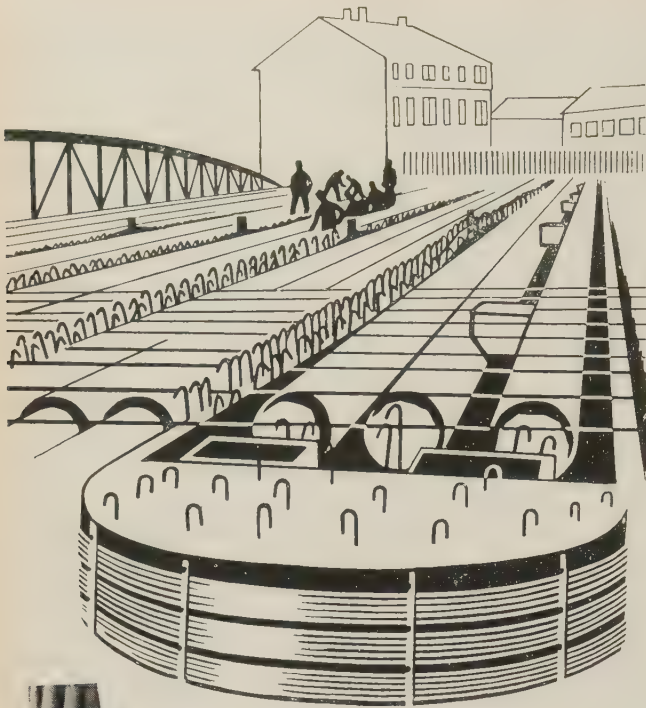
STAHLBAU HUMBOLDT

STAHLBAUTEN aller Art

Flugzeughallen
Hochbau
Skelettbau
Behälterbau
Industriebau
Zechenbau
Brückenbau



KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN



Brückenbau

im Spannbetonverfahren bedeutet
in vielen Fällen Zeit-, Gewichts-
und Materialersparnis. Dieses Ziel
zuverlässig zu erreichen helfen
WDI-Spannbeton-Stahlilitzen
Marke „ZEUS“. Besonders be-
währt hat sich dabei die Konstruk-
tion: Litzen $7 \times 3,0 \text{ mm } \phi$,
Mindestfestigkeit 180 kg/mm^2 ,
Gesamtbruchlast ca. 8900 kg .

WDI

Fordern Sie ausführlichen Prospekt

**WESTFÄLISCHE DRAHTINDUSTRIE
HAMM (WESTF.)**

PFAHL-GRÜNDUNG

System Brechtel



Johannes Brechtel, Ludwigshafen am Rhein

Fernsprecher 5 28 28/29, 6 28 20

Zweigbüro:

München 23, Birkenfeldstr. 4, Telefon 33 252

Hamburg-Harburg, Wattenbergstr. 18a, Telefon 77 53 77

Bremen 1, Heidelberger Str. 15, Telefon 49 01 50

Einführung in die technische Mechanik.

Nach Vorlesungen. Von Dr.-Ing. **István Szabó**,
o. Professor an der Technischen Universität
Berlin-Charlottenburg. Mit 484 Abbildungen,
XII, 383 Seiten Gr.-8°. 1954.

Steif geheftet DM 19,50; Ganzleinen DM 22,50

„Das vorliegende Buch... ist in erster Linie für Studierende geschrieben, und man spürt in ihm auf Schritt und Tritt den berufenen und erfahrenen Lehrer. Als solcher kennt der Verfasser die Schwierigkeiten, die sich dem begrifflichen Erfassen dieser für alle Ingenieure grundlegenden Materie entgegenstellen, und er versteht es vortrefflich, den Studierenden durch sie hindurchzuführen... Von großem Wert sind die zahlreichen, sorgfältig ausgewählten Zahlenbeispiele und einen besonderen Reiz bilden die ebenso zahlreichen historischen Bemerkungen, die Wesentliches zur Entstehungsgeschichte der Mechanik beitragen und in hohem Maße geeignet sind, in den Studierenden Liebe zum Gegenstand zu erwecken und ein tieferes Verständnis für das Menschliche zu schaffen, das sich in diesen eher abstrakten Lehren und Theorien kundtut. Das knapp, klar und übersichtlich geschriebene Werk, in dem stets das Wesentliche mit Geschick herausgearbeitet ist, wird außer Studierenden auch manchem in der Praxis stehenden Ingenieur eine wertvolle Hilfe sein.“

Schweizerische Bauzeitung

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

$$\left. \begin{aligned} \zeta_1 &= -Z_{10} \cdot Z_{22} / N_s + Z_{20} \cdot Z_{12} / N_s, \\ \zeta_2 &= +Z_{10} \cdot Z_{21} / N_s - Z_{20} \cdot Z_{11} / N_s, \\ \zeta_3 &= -Z_{30} \cdot Z_{44} / N_a + Z_{40} \cdot Z_{34} / N_a, \\ \zeta_4 &= +Z_{30} \cdot Z_{43} / N_a - Z_{40} \cdot Z_{33} / N_a. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Hierin bedeuten $N_s = Z_{11} \cdot Z_{22} - Z_{12} \cdot Z_{21}$ und $N_a = Z_{33} \cdot Z_{44} - Z_{34} \cdot Z_{43}$ die Nennerdeterminanten für die Gleichungen, welche den symmetrischen und antisymmetrischen Verschiebungszuständen entsprechen, während Z_{m0} die Biegelinien für die Verschiebungszustände $\zeta_m = 1$ sind. Letztere sind in Abb. 7 bis 11 dargestellt, wobei die Biegelinien Z_{10} , Z_{30} und Z_{40} aus zwei Teilzuständen bestehen. Es ist z. B.:

$$Z_{10} = Z'_{10} + Z''_{10}$$

(Abb. 7 u. 8).

In Abb. 16 sind die Einflußlinienordinaten an den Mittelknoten e , f , g , h (Knotenwerte) eingetragen. Den Verlauf der Einflußlinien an den Längsträgern können wir leicht direkt mit Hilfe der Stabendmomente (in Abb. 16 eingetragen) ermitteln, wobei wir für konstantes Trägheitsmoment zweckmäßig die bekannten Dreieckszahlen von Müller-Breslau benutzen.

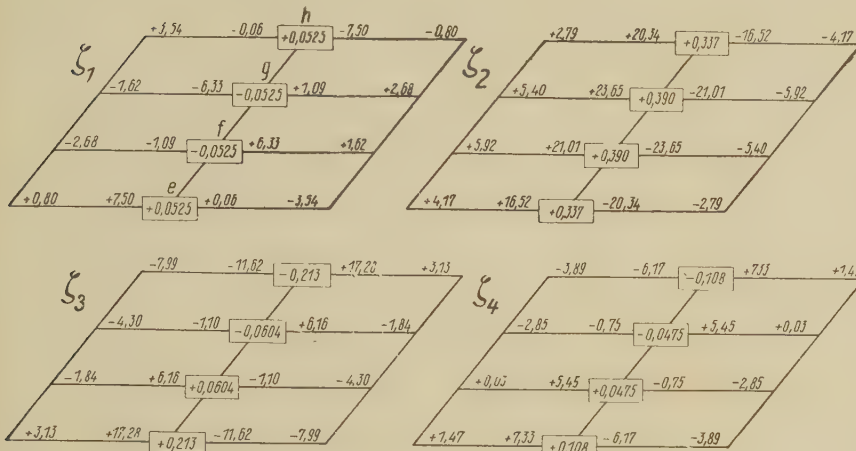


Abb. 16. Knotenwerte der Verschiebungseinflußlinien.
Zugehörige Stabendmomente (100fach).

2. Einflußlinien der Schnittkräfte

Mit der Ermittlung der Einflußlinien für die Verschiebungsgruppen ist die Hauptarbeit getan, und wir können die Einflußlinie für jede beliebige Schnittkraft (Biegemoment, Drillmoment, Querkraft) mit nur einem zusätzlichen Ausgleich erhalten. Für das Biegemoment im Randlängsträger links neben dem Mittelquerträger ${}^{li}M_e$ gilt

$${}^{li}M_e = {}^{li}m_e + {}^{li}m'_e \zeta_1 + {}^{li}m''_e \zeta_2 + {}^{li}m'''_e \zeta_3 + {}^{li}m''''_e \zeta_4.$$

Oder wenn wir die Werte des Biegemomentes für die betreffende Einheitsverschiebung aus den Ausgleichen einsetzen:

$${}^{li}M_e = {}^{li}m_e + 0,995 \zeta_1 + 0,559 \zeta_2 + 1,051 \zeta_3 + 0,204 \zeta_4. \quad (12)$$

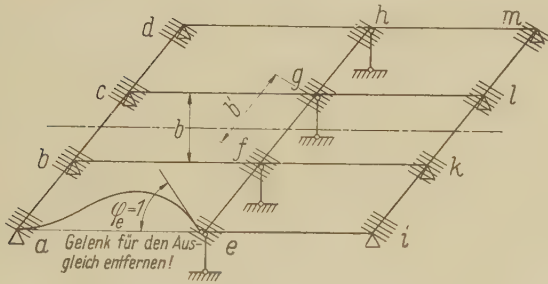


Abb. 17. Knickwinkel $\varphi_e = 1$ am Grundsystem.

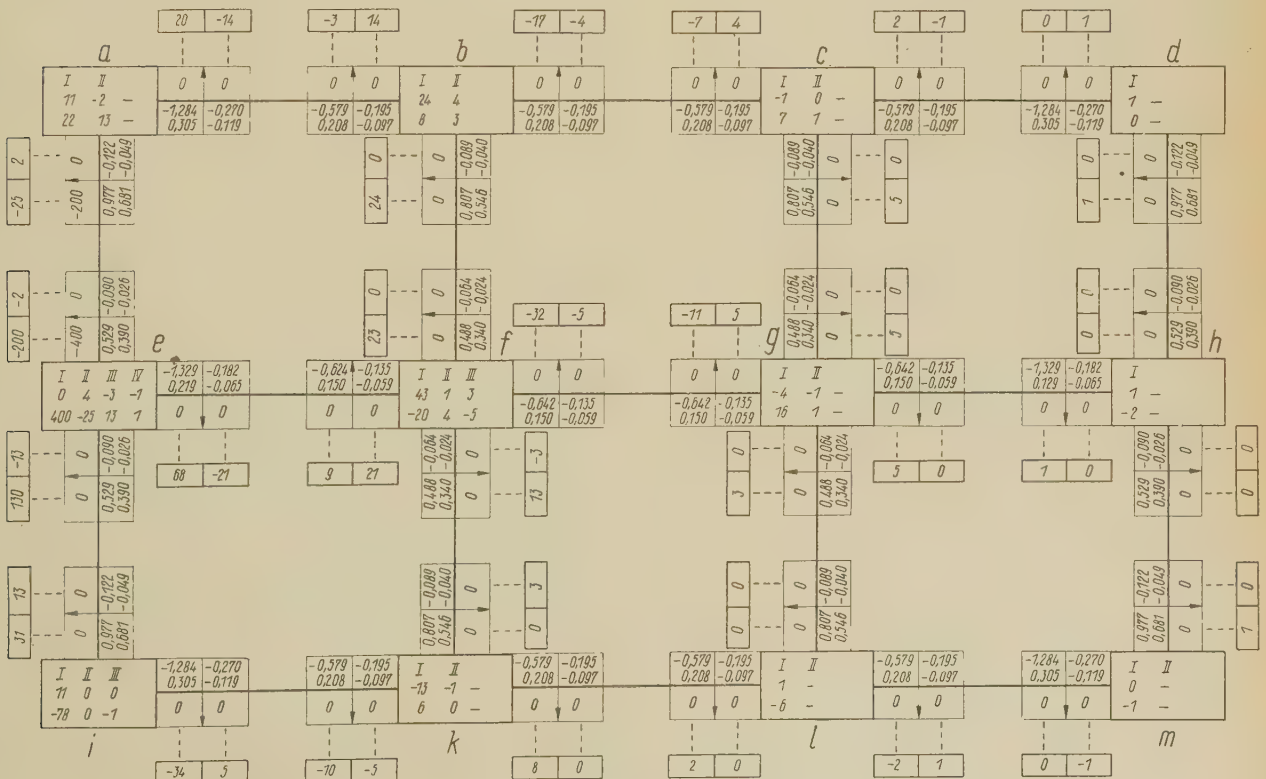


Abb. 18. Ausgleich für ${}^{li}m_e$.

Die Einflußlinie des Biegemomentes am Hauptsystem $^{li}M_e$ kann nach B.3 als Biegelinie für den in e angebrachten Knickwinkel „1“ leicht ermittelt werden. Wir haben zu diesem Zweck nur einen zusätzlichen Ausgleich der Momente am Grundsystem (Abb. 17) vorzunehmen,

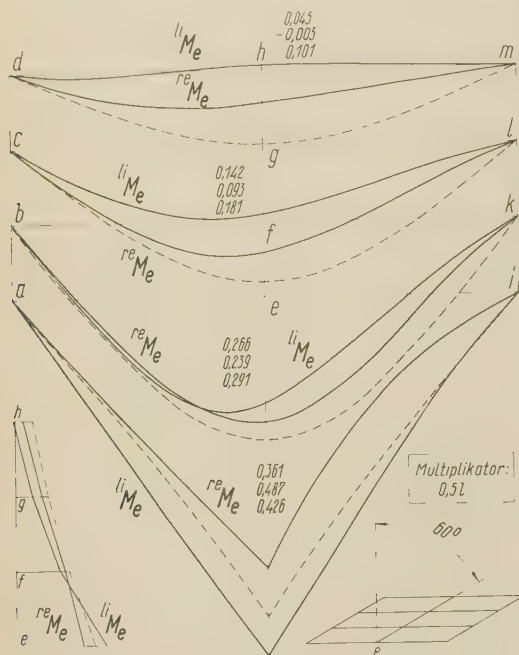


Abb. 19. Einflußlinien $^{li}M_e$ und $^{re}M_e$ und Einflußlinie des geraden Vergleichsrostes (gestrichelt). (Die angegebenen Knotenwerte gelten der Reihe nach von oben nach unten für $^{re}M_e$, $^{li}M_e$ für den schiefen und M_e für den geraden Vergleichsrost.)

um die Momente am Hauptsystem zu erhalten. Der Ausgleich (Abb. 18) zeigt eine sehr starke Konvergenz, so daß praktisch nur die dem Wirkungsort benachbarten Knoten nennenswert beeinflusst sind.

Für das Aufzeichnen der Einflußlinie am gegebenen Tragwerk summieren wir zunächst die Knotenwerte (Abb. 16) der nach Gl. (12) verzerrten Einflußlinien für die Verschiebungszustände und bestimmen mit den Stabendmomenten, die aus der Summe der verzerrten Momente infolge $\zeta_m = 1$ und den Momenten infolge $\varphi_e = 1$ resultieren, mit Hilfe der Dreieckszahlen direkt die Biegelinie, die dann schon die endgültige Einflußlinie ist.

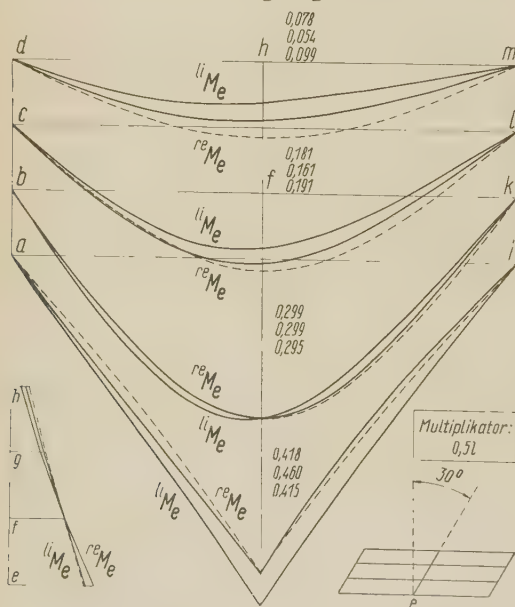


Abb. 20. Einflußlinien des schiefen Rostes und des geraden Vergleichsrostes für $\alpha = 30^\circ$.

In Abb. 19 sind die Einflußlinien für die Biegemomente am Randlängsträger unmittelbar links und rechts vom Querträgeranschluß $^{li}M_e$ und $^{re}M_e$ aufgetragen. Sie weisen beachtliche Unterschiede in den Ordinaten auf, die in erster Linie auf die räumliche Biegewirkung zurückzuführen sind, während die Torsionssteifigkeit des Mittelquerträgers hier nur geringfügigen Einfluß hat.

Um ein Urteil über die Abweichungen zu erhalten, haben wir in Abb. 19 auch die Einflußlinie für den geraden Vergleichsrost (gestrichelt) eingetragen, bei dem mit dem fiktiven Querträgerträgheitsmoment $I'_Q = I_Q \left(\frac{b}{b'}\right)^3$ gerechnet wird. Hierbei sind $^{li}M_e$ und $^{re}M_e$ sehr wenig voneinander verschieden, so daß genügend genau eine gemittelte Einflußlinie gezeichnet werden kann. Wir erkennen, daß die genaue Berechnung erhebliche Abweichungen gegenüber der Vergleichsrechnung zeigt, die in der Querverteilungslinie (Abb. 19 links unten) allein nicht richtig zum Ausdruck kommen, sondern auch durch die Form der Einflußlinien bedingt sind. Auch bei einem Öffnungswinkel von $\alpha = 45^\circ$ sind diese Abweichungen noch recht groß, was sich insbesondere in den Einflußlinienästen der vom Einflußort abliegenden Träger bemerkbar macht. Auch hier gibt die Querverteilungslinie allein noch kein Bild über die tatsächlichen Abweichungen beider Berechnungsarten. Erst bei $\alpha = 30^\circ$ (Abb. 20) ist eine stärkere Annäherung beider Einflußlinien erkennbar.

Um einen anschaulichen Vergleich der genauen Rechnung mit der Näherungsrechnung zu erhalten, haben wir in Abb. 21 die Inhalte der Einflußkörper F_η für Öffnungswinkel von $\alpha = 0^\circ$ bis $\alpha = 60^\circ$ gegenübergestellt. Man

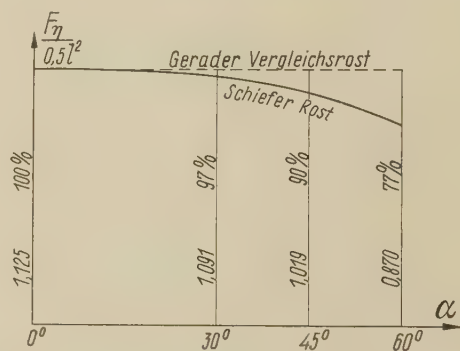


Abb. 21. Vergleich der Einflußflächen für M_e .

erkennt daraus, daß die genaue Berechnung als schiefer Rost Materialersparnisse zur Folge hat, wenn der Öffnungswinkel des Rostes 30° überschreitet. Wie durchgerechnete Beispiele gezeigt haben, führt auch die Auswertung der Einflußlinien mit den Belastungen für Straßenbrücken praktisch auf das in Abb. 21 dargestellte Ergebnis.

Zur Ermittlung der Einflußlinie des Drillmomentes im Querträgerteil $a-b$ wenden wir die Superpositions-gleichung an:

$$Q_{T_a} = Q_{T_a} + Q_{T_a}' \zeta_1 + Q_{T_a}'' \zeta_2 + Q_{T_a}''' \zeta_3 + Q_{T_a}'''' \zeta_4.$$

Nach Einsetzen der Werte aus den Ausgleichen für die Verschiebungszustände erhält man:

$$Q_{T_a} = Q_{T_a} + 0,140 \zeta_1 - 0,003 \zeta_2 + 0,150 \zeta_3 - 0,044 \zeta_4.$$

Die Einflußlinie ist in Abb. 22 dargestellt. Ihre Auswertung zeigt, daß man das Drillmoment für die Querträgerarmierung im allgemeinen nicht vernachlässigen darf.

D. Schlußbetrachtung

In Anwendung eines vom Erstverfasser entwickelten allgemeinen Verfahrens zur Berechnung von räumlichen Rahmensystemen wurden die Einflußlinien des schiefen, drillsteifen Trägerrostes ermittelt. Es zeigt sich, daß bei Rostsystemen mit drei Querträgern für das Aufzeichnen

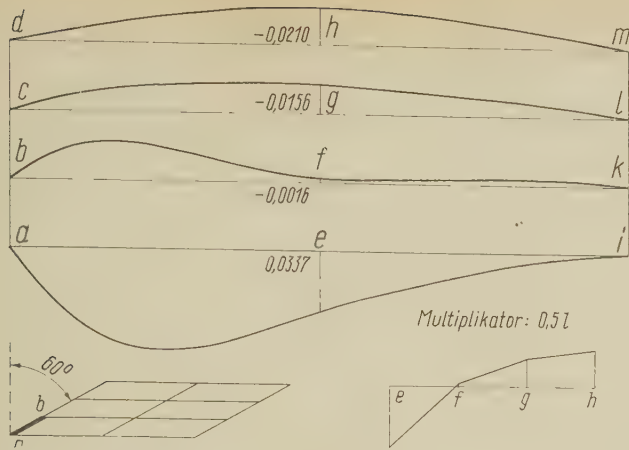


Abb. 22. Einflußlinien für das Drillmoment Q_{Ta} des Endquerträgers in a-b.

sämtlicher Einflußlinien kein großer Zeitaufwand erforderlich ist. Die Gegenüberstellung der aus der genauen Berechnung erhaltenen Einflußlinien mit jenen des geraden

Vergleichsrostes mit abgeänderten Querträgersteifigkeiten ergibt bedeutende Unterschiede in den Einflußlinienordinaten, die durch die Querverteilungszahlen allein nicht richtig erfaßt werden. Aus der Auswertung der Einflußlinien geht dieser Unterschied noch deutlicher hervor und wir rechnen bei einem Öffnungswinkel des Rostes von $\alpha = 60^\circ$ für die Momente im Randlängsträger um etwa 23 % zu ungünstig, wenn wir die Rechnung mit geradem Vergleichsrost durchführen. Immerhin kann diese Berechnungsweise für Roste mit Öffnungswinkeln $\alpha < 30^\circ$ zu guten Näherungswerten führen [7], wobei man allerdings den drillsteifen geraden Rost betrachten muß. In den Querträgern weichen die Biege- und Drillmomente mit steigendem Öffnungswinkel erheblich von jenen des geraden Vergleichsrostes ab.

Literatur

1. G. Marten: D. Aussch. Stahlbeton, Heft 111 (1952).
2. H. Homberg: Stahlbau 21 (1952) S. 64.
3. H. Beer und F. Resinger: Österr. Bauzeitschrift 14 (1954). Nachr. Österr. Betonverein S. 13.
4. H. Homberg: Kreuzwerke, Berlin 1951.
5. H. Beer: Festschrift Federhofer-Girkmann, Wien 1950, S. 1—16.
6. A. Ostendorf: Die Deformationsmethode, Berlin 1926.
7. W. Tischer: Bauingenieur 27 (1952) S. 252.

Hüttenwerksbauten im Bergsenkungsgebiet *

Von Dr.-Ing. H. P. Witt, Dortmund

Fest erscheint dem Menschen die Erde. Sie scheint ihm das Unveränderlichste was er hat. Die Schule bringt die ersten Zweifel. Sie lehrt, daß die Erde sich faltet und formt. Aber das geschieht in geologischen Zeiträumen. Der Schüler beruhigt sich schnell. Er glaubt nicht, daß innerhalb seines Lebens eine Bewegung des Bodens sichtbar wird. Für ihn bleibt die Erde sicher und fest. Diesen Glauben zu rauben gelingt erst dem Bergmann. Er schenkt den Menschen das Glück der Kohle, aber dafür fordert er von ihnen die scheinbar festeste Stütze. Der Boden, auf den der Mensch bauen konnte, senkt sich und schiebt.

Kommt jemand ins Ruhrgebiet, merkt er die Bewegung der Erde nicht gleich. Erst nach Jahren fügen sich die Einzelbeobachtungen zum Bild. — Geht er zum Beispiel in Dortmund zum Fredenbaumer Wald, findet er dort einen großen, künstlich angelegten Teich. Nach einem halben Jahr sieht er, daß am Nordrandweg das Wasser über das Ufer tritt. „Es hat viel geregnet“, denkt er, „das Wasser hat den Weg durchweicht“. Aber am Südende des



Abb. 1. Kurler Wald — Aufnahme Sommer 1926.

Teiches wird der Boden sichtbar und trocken. Nach einem Jahr erkennt er es, der Teich kippt aus. — Eine andere Beobachtung: Hart am Fredenbaum vorbei strebt die

Straße von Dortmund nach Münster bergauf zum Externberg. Die Radfahrer steigen ab und schieben. So war es vor 30 Jahren. Heute fährt jeder Radler den Berg herauf, denn der Berg hat sich gesenkt. In 80 Jahren 6 bis 8 m!



Abb. 2. Tagesbruch.

Der Fuß des Berges ruht auf dem Sicherheitspfeiler des Schachtes Minister Stein. Er sank nicht mit. Der Berg nördlich der Zeche verlor seine Steilheit. Die Ebene im Süden wurde zur Senke. Durch die Mulde ergoß sich in den ersten Jahren nach dem letzten Kriege mehrmals ein etwa 100 m breiter Bach. Die Straßenbahnen konnten nicht fahren und der gesamte Verkehr auf der Strecke Dortmund—Münster mußte umgeleitet werden.

Aus folgenden Bildern ist zu ersehen, wie sehr auch der untertägige Bergbau das Antlitz der Erde verändert: Die Landschaft im Kurler Wald (Abb. 1) ist im Sommer aufgenommen. Die Bäume sind kahl, denn der Sumpf hat den Wald erstickt. Eine zweite Aufnahme,

* Nach einem Vortrag, gehalten im Haus der Technik in Essen am 11. 5. 1955.

ebenso schön anzusehen, aber gerade so gräßlich für den Forstmann, zeigt Abb. 2. — Ein Bruch, der sich bis zur Erdoberfläche fortpflanzte und mit Wasser füllte, ist in

nur einigermaßen bildsamem Deckgebirge brechen nur die unteren Schichten ein, während die oberen bruchlos nachsinken. Es entsteht in der Regel eine flache Mulde, deren Rand dem Abbau vorseilt. Jeder einzelne Punkt an der Tagesoberfläche strebt dem Abbauschwerpunkt zu. Man kann somit die Bewegungen in zwei Richtungen zerlegen, in lotrechte, die in der Mitte der Mulde am größten sind und zum Rande abklingen, und in waagrechte, die am Rande ihren Größtwert erreichen und in Muldenmitte 0 werden. Der lotrechte Schnitt durch die Mulde hat die Form einer vollen Cosinuslinie. Die Ränder krümmen sich nach unten — in diesem Gebiet sind Dehnungen oder Zerrungen vorhanden — während die Mitte, in der Pressungen auftreten, nach oben gekrümmt ist.

Je tiefer der Abbau umgeht und je bildsamere Gebirgsschichten sich über ihm befinden, desto gleichmäßiger



Abb. 3. Senkungsmulde in einem Walde.

Abb. 3 zu sehen. Auf Abb. 4 sieht man den Sicherheitspfeiler bis zur Tagesoberfläche durchstoßen, während überall in der Umgebung das Gelände versackt.

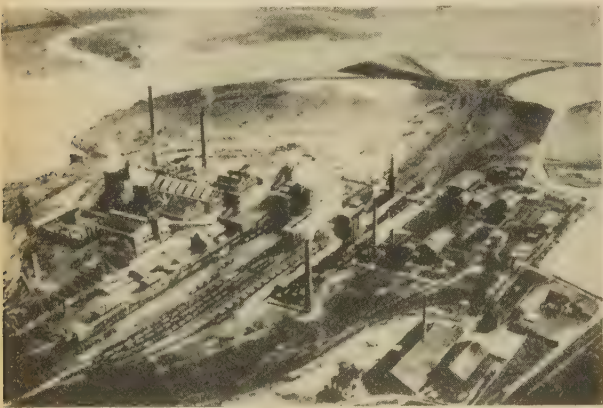


Abb. 4. Zeche auf einem Sicherheitspfeiler.

Welche Bewegung führen nun die Erdschichten über einem Abbau aus? Darüber finden wir Angaben in den Richtlinien über die Ausführung von Bauten im Einflußbereich des untertägigen Bergbaues (Abb. 5).

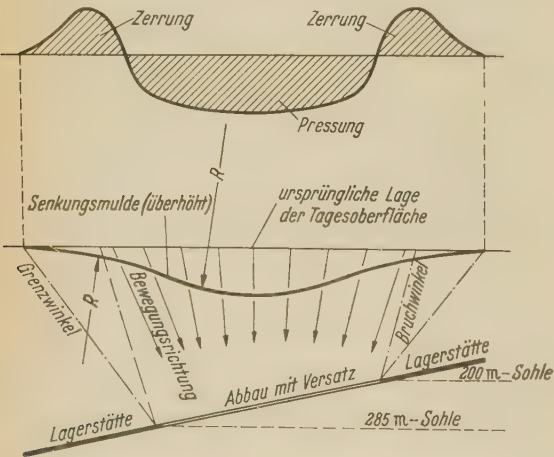


Abb. 5. Bewegungen der Erdschichten über einem Abbau.

Angenommen ist ein flach ansteigender Abbau zwischen 285 m und 200 m Teufe, bei dem der entstehende Hohlraum durch Versatz wieder ausgefüllt wird. Dadurch verringert sich die Wirkung des Abbaus auf die Erdoberfläche. Trotzdem brechen und sinken die Gebirgsschichten über der Lagerstätte im allgemeinen nach. Bei auch

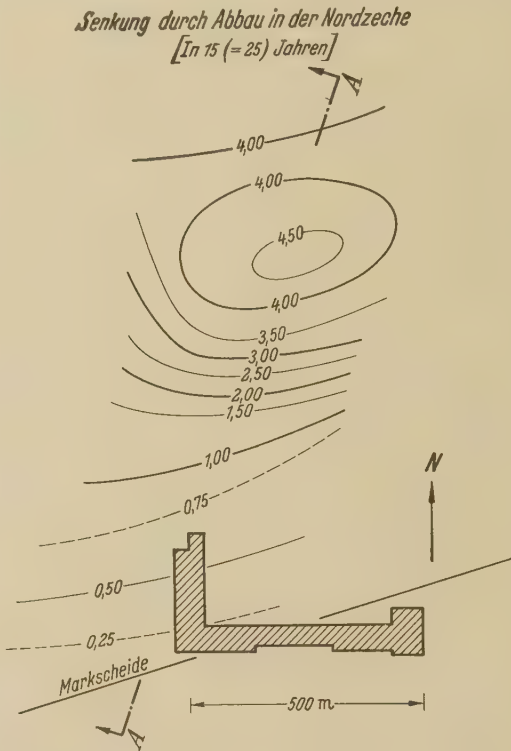


Abb. 6. Senkungslinien nach dem Abbau der Kohle der nördl. Zeche.

bildet sich die Mulde aus. Je spröder die Schichten sind, um so unsteter wird die Einsenkung. Gehen die Brüche bis zur Tagesoberfläche durch, eignet sich das Gebiet nicht zur Bebauung. Mit der Größe und Tiefe der in der Erde abgebauten Fläche wächst der Umfang der Mulde. Sie schreitet mit dem Abbau fort, wobei auch die Zonen der Zerrungen und Pressungen wandern. Werden mehrere Flöße übereinander abgebaut, so überschneiden sich die einzelnen Mulden. Zug und Druck können dabei in derselben Fläche mehrmals wechseln.

Mit diesen allgemeinen Angaben kann ein Bauingenieur, der im Bergbaugebiet planen soll, noch gar nichts anfangen. Er wird für das zu bebauende Gelände ein Markscheider-Gutachten anfordern, das mit seiner Bergschäden-voraussage eine Grundlage für den Entwurf der Bauten zu liefern hat. In dem Buch „Bauten im Bergsenkungs-gebiet“ geben Wedler und Luetkens an, was das Gutachten des Markscheiders enthalten soll, nämlich

- 1. die Haupttrichtung des Abbauvorganges,
- 2. das größte zu erwartende Maß der Schräglage in ‰ ,
- 3. den kleinsten auftretenden Krümmungshalbmesser in m, sowohl in der Sattel- wie in der Muldenlage,
- 4. das Maß der Zerrungen und Pressungen in ‰ der Längen.

Alle Angaben sind dabei für die einzelnen charakteristischen Senkungszeiten und für den Endzustand zu machen, bei dem wieder eine Beruhigung der Tagesoberfläche eingetreten ist.

An einem Beispiel soll gezeigt werden, wie ein Bau aus derartigen Gutachten heraus entwickelt wird. Dabei handele es sich um ein Walzwerk, das über der Markscheide, also über der Grenze der Grubenfelder zweier Zechen, zu errichten ist. Zuerst die Unterlagen der nördlichen Zeche:

Die Abb. 6 zeigt die Senkungslinien, die nach dem Abbau der Kohle zu erwarten sind. Der Grundriß des geplanten Gebäudes ist angegeben. Die Höhenlinien, oder eigentlich die Tiefenlinien, sind auf die jetzige Erdoberfläche bezogen. Sie verlaufen also nicht horizontal, son-

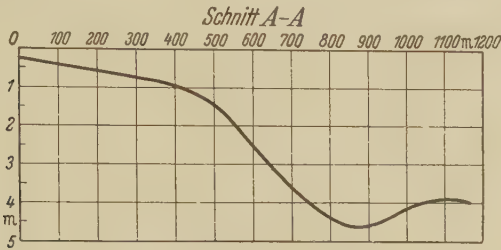


Abb. 7. Schnitt A-A durch die Tiefenlinien des Bildes 6.

dern verbinden Punkte gleichen Senkungsmaßes und stellen den Zustand nach 15 Jahren dar. Es wird angenommen, daß zu diesem Zeitpunkt die Bewegungen zum Abschluß kommen. Man erkennt im Grundriß eine Mulde von 4,50 m Tiefe. Vom niedrigsten Punkt aus steigt die Senkungsfläche zuerst flacher, dann steiler und dann wieder flacher an. Ein Schnitt A-A durch die Tiefenlinien ist in Abb. 7 zu sehen. Der Schnitt erinnert schwach an eine halbe Cosinuslinie. Aus jeweils zwei aufeinanderfolgenden Ordinaten läßt sich die Schrägstellung erkennen, die ein dort stehendes Gebäude annehmen wird. Die steilste Neigung ist 1,4 ‰ oder 49'.

Drei aufeinanderfolgende Ordinaten geben die Krümmung an. Der kleinste aus diesen Senkungskurven ermittelte Halbmesser beträgt etwa 15 000 m. Jedoch sind an

Senkung durch Abbau in der Nordzeche
[In 15 (= 25) Jahren]

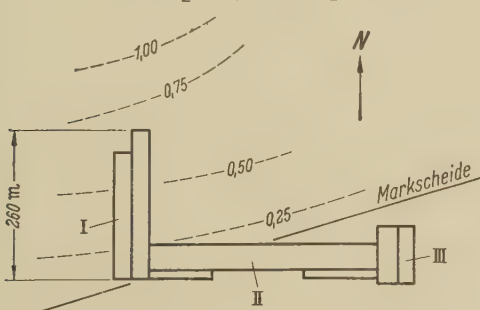


Abb. 8. Vergrößerter Abschnitt aus der Abb. 6.

anderen Stellen des Ruhrgebietes wesentlich stärkere Krümmungen und zwar bis zu 500 m Halbmesser beobachtet worden. Man rechnet im allgemeinen in den Sattellagen mit 2000 m und in den Mulden mit 5000 m Radius.

Einen vergrößerten Ausschnitt aus Abb. 7 stellt Abb. 8 dar, in die die einzelnen Gebäudeteile eingetragen sind. Man erkennt, daß die Senkungen den Mittel- und den Ostteil des Gebäudes ungeschoren lassen, während sie ihren Angriff auf den Westflügel konzentrieren. Der Nordteil des Flügels sinkt um 70 cm, während sich das Südende nur um 20 cm senkt. Dadurch tritt in der Längsrichtung des Flügels innerhalb der nächsten 15 Jahre ein erhebliches Schrägstellen ein. Die Schiefstellung beträgt

50 cm für 260 m Länge. Das ist eine nach Norden gerichtete Neigung von 1 : 520 oder von 6,6'.

Die Attacke der Bergleute der Südzeche setzt erheblich später an. Es liegen Senkungspläne für die Zeit nach 25 und nach 40 Jahren vor. Sie sind als Tiefenlinien im

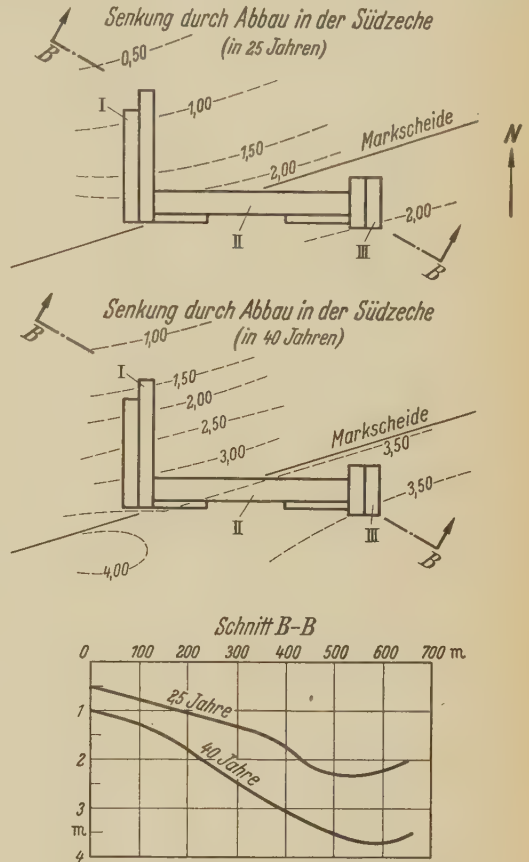


Abb. 9. Tiefenlinien aus dem Abbau in der Südzeche nach 25 und nach 40 Jahren.

Grundriß angegeben (Abb. 9). Die Vertikalschnitte zeigen, wie die Mulde mit den Jahren tiefer wird, sich weiter ausdehnt und ein wenig nach rechts, nach Südosten wandert.

Man erkennt aus den Tiefenlinien und den Schnitten, daß das Gelände an der Markscheide nach Süden absinkt. Diese Bewegungen aus der Südzeche überwiegen im Bereich des geplanten Gebäudes die Bodenverformungen aus dem Nordschacht bei weitem. Aus der Neigung des West-

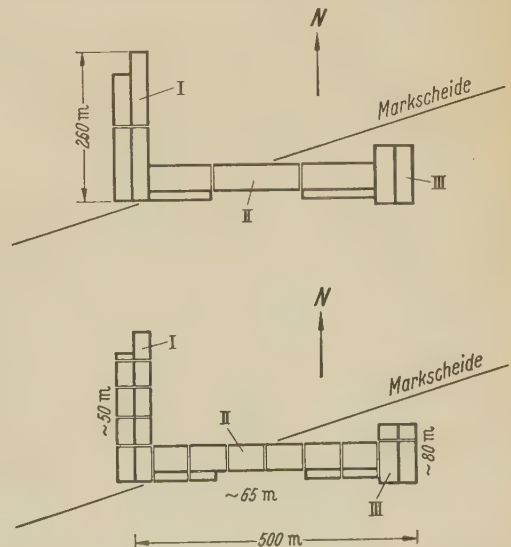


Abb. 10. Fugenanordnung ohne und mit Berücksichtigung der Bergsenkung.

flügels von 6,6' nach Norden wird eine nach Süden gerichtete Schiefstellung von 12', die sich nach weiteren 15 Jahren, auf 20' vergrößert. Außerdem wird beim Abbau durch die südliche Zeche das ganze Gebäude und nicht nur der Flügel I von den Bodenbewegungen erfaßt. Jedoch sind die zu erwartenden Schrägstellungen des Hauptteils II und des Ostteils III bedeutend geringer als die des bisher betrachteten Westflügels.

Die erste Verteidigungsmaßnahme des Bauingenieurs ist die Anordnung von Fugen. Der obere Teil der Abb. 10 gibt die Fugenanordnungen bei einem Bau wieder, die man ohne Berücksichtigung der Bergsenkungen vorsehen würde. Es sind also nur die Fugen eingezeichnet, die man wegen der Wärmeausdehnung der Stahlkonstruktion ohnehin braucht. Darunter sind auch die Fugen eingetragen, die der Bergbau zusätzlich erfordert. Aus 3 Fugen sind 12 geworden. Der Fugenabstand schwankt von etwa 50 m im gefährdeten Westflügel bis zu 80 m im Ostteil des Gebäudes. Innerhalb eines Gebäudeabschnittes werden die Fundamente in der Gebäudelängsrichtung durch Zerrbalken miteinander verbunden. Dadurch bleibt der Abstand der Binder innerhalb eines Abschnittes erhalten und die

Zerrungen und Pressungen wirken sich nur an den Fugen aus.

Man könnte jetzt meinen, es wäre alles in bester Ordnung, wenn man nach dem Absinken die einzelnen Gebäudeteile wieder horizontal stellt. Aber das ist ein Irrtum. Man hat dann nämlich nicht an die Kranbahnen gedacht. Sie müssen absatzlos von einem Ende der Halle bis zum anderen durchgehen. Es genügt somit nicht, die Gebäudeabschnitte auszuwiegen. Dies muß für die ganze Halle in einem Stück geschehen.

In den ersten 15 Jahren eilt, wie gesagt, das Nordende der Halle um 50 cm gegenüber dem Südende vor. Dieses Gefälle ist für die Kranbahn unerwünscht. Es soll ausgeglichen werden. Man kann z. B. am Nordende die Kranbahnen um 25 cm heben und am Südende um das gleiche Maß absinken lassen (Abb. 11), dann liegt die Kranbahn waagrecht. Man verliert aber bei diesem Vorgang 25 cm Lasthakenhöhe am Südende der Halle und am Nordende das gleiche Maß an lichter Höhe über dem Kran. Will man diesen Nachteil vermeiden, muß man die Kranbahn von vornherein 25 cm höher legen und außerdem den Zwischenraum zwischen Kranschiene und Dachkonstruktion noch einmal um die gleiche Strecke vergrößern. Schon die Arbeit in der Nordzeche bedingt also ein um 50 cm höheres Gebäude.

Aus den Tiefenlinien der Südzeche für die Einsenkungen nach 25 und nach 40 Jahren erkennt man zusätzlich Senkungen des Nordendes von zweimal 75 cm und des Südendes von zunächst 200 und dann noch einmal von 150 cm. Es genügt, den Unterschied des Absinkens, also im ersten Abschnitt $200 - 75 = 125$ cm und im zweiten Abschnitt $150 - 75 = 75$ cm, auszugleichen. Senkt man nach den ersten Verformungen das Nordende der Kranbahn um 50 cm und hebt das Südende um 75 cm an, so steht nach 25 Jahren die Kranbahn wieder in der Waage. Zum Ausgleich des zweiten Teils der Senkungen kann man z. B. das Nordende der Halle um 75 cm herunterlassen. Das kann durch Entfernen von 75 cm starken Futtern unter den Stützenfüßen geschehen.

Das Ausrichten an der Kranbahn wirkt sich wieder ungünstig auf die Höhe der Halle aus, während das Entfernen der Zwischenlage längere Stützen und tiefer liegende Fundamente bedingt.

Aus dieser vorgeschlagenen Lösung sieht man schon, daß es zwei Möglichkeiten gibt, die Bergsenkungen wieder auszugleichen. Man kann an den Stützenköpfen heben oder senken oder man kann auch an den Stützenfüßen das ganze Gebäude auswiegen. Welche Lösung zweckmäßiger ist, hängt in erster Linie von der Wahl des Bildersystems ab.

In der Binderebene kann man auf die erwähnten Zerrsicherungen verzichten, wenn man die Systeme entsprechend gestaltet. Hier liegt im Westflügel I ein zweischiffiges Gebäude vor. Auf Abb. 12 sind vier verschiedene Ausbildungsmöglichkeiten für eine derartige Doppelhalle zusammengestellt.

Nur beim System C ist die erwünschte Unabhängigkeit der beiden Hallen vorhanden. Man kann daher nur bei diesem System jedes Hallenschiff für sich ausrichten. Überhaupt lassen sich beim Entwurf C die Stützen leicht anheben, da sie nicht eingespannt sind und aus senkrechten Lasten keine waagrechten Auflagerkräfte erhalten. Durch die gelenkige Anordnung der Auflager wird eine Schrägstellung der Fundamente für die Stahlkonstruktion bedeutungslos. Weil man bei der Halle C die Stützen-

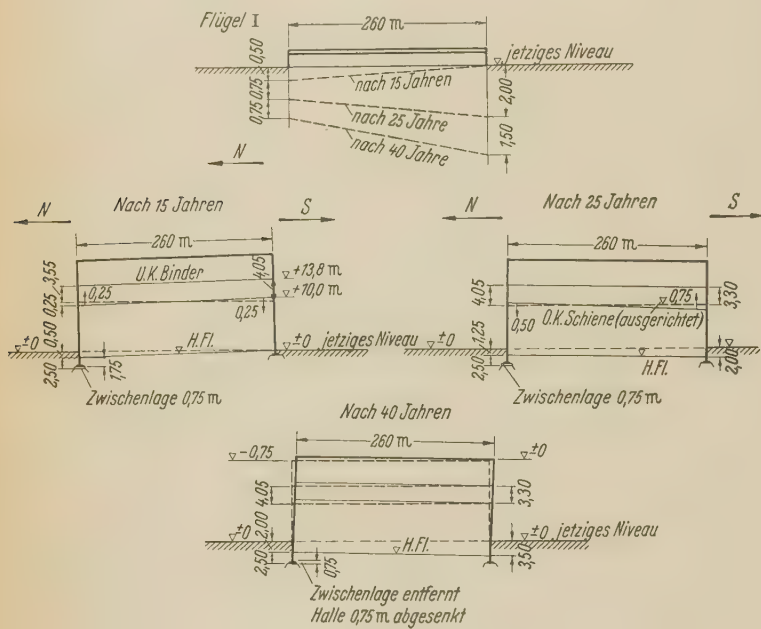


Abb. 11. Ausrichten einer Kranbahn.

System	Systeme unabhängig voneinander	Nachrichten der Stützen	Kranbahn	Schiefstellung des mittleren Fundamentes	Spur der Krane bei Stützenbewegung	Seitensteifigkeit	Breite der mittleren Stütze	Im Bergsenk. Geb. geeignet	
A		nein	schwierig	in weiten Grenzen erforderlich, dadurch größere Bauhöhe der Halle	starke Zwängungs- spannungen	große Abweichungen	sehr gut	mäßig	schlecht
B		"	"	"	ganzes Bauwerk steht schief	kleine Abweichungen	gut	groß	mäßig
C		ja	einfach	nicht oder nur in geringem Maße erforderl.	ohne Einfluß	"	mäßig	sehr groß	sehr gut
D		nein	"	"	"	"	klein	mäßig	gut

Abb. 12. 4 Ausbildungsmöglichkeiten für eine Doppelhalle.

füße leicht ausrichten kann, empfiehlt es sich auch, die entstehenden Abweichungen in der Kranbahn, insbesondere ihre Höhenlage, an den Fundamenten auszugleichen. Eine besondere Hebe- und Verschiebmöglichkeit für den Kranbahnträger ist daher beim Entwurf C nicht oder nur für kleinere Bewegungen erforderlich. Bei den Entwürfen A und B, die eingespannte Stützen besitzen, wird man eine Möglichkeit vorsehen, die Kranbahn auf den Stützen auszurichten. Man braucht daher bei diesen Entwürfen eine größere Bauhöhe als bei den Entwürfen mit Fußgelenken. Der einzige Nachteil des Entwurfes C ist die große Breite der Mittelstützen. Im eingebauten Ruhrgebiet ist der verfügbare Raum aber meistens begrenzt. (Breite Stützen gehen dann zu Lasten der Hallennutzfläche.)

Wird dieser Nachteil als entscheidend angesehen, ist der Entwurf D in Bergsenkungsgebieten zu bevorzugen. Dem Vorteil der kleineren Mittelstützenbreite stehen nur die Nachteile der geringeren Seitensteifigkeit und der gegenseitigen Abhängigkeit beim Ausrichten der beiden Schiffe gegenüber.

Hat man keine doppelschiffigen Gebäude, sondern sind mehr als zwei Hallen miteinander verbunden, so wächst die Zahl der Möglichkeiten, diese Schiffe zu einem System zusammenzufassen. Bei einer 5-schiffigen Martinhalle soll nur der Einfluß der Bergsenkungen für 2 verschiedene Entwürfe

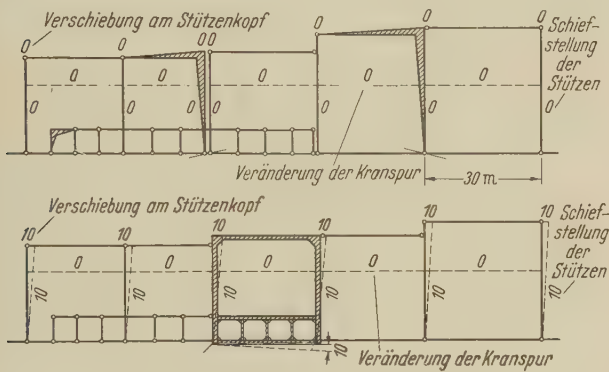


Abb. 13. Schrägstellung der Fundamente.

untersucht werden. Die Wirkung des Abbaues auf die 6 Stützenfundamente kann dreierlei Art sein:

1. Die Fundamente können sich schräg zueinander stellen.
2. Die Fundamente können ihre Höhenlage zueinander ändern.
3. Die Fundamente können sich nähern oder voneinander entfernen.

Diese drei Verformungen sind in Abb. 13 bis 15 untersucht.

Zunächst die Schrägstellung: Die obere Halle besteht aus zwei voneinander getrennten Systemen; einer rechten dreischiffigen Halle und einer linken zweischiffigen (Abb. 13). Das mittlere Schiff der rechten Halle stellt als Dreigelenkrahmen ausgebildet. Zwei Gelenke liegen übereinander. Es treten daher auch beim dritten Gelenk aus den lotrechten Lasten nur senkrechte Auflagerdrücke auf. Die beiden Nachbarhallen sind gelenkig angehängt. Weil die Stützen an ihren Füßen drehbar aufgelagert sind, bleibt eine Drehung der Fundamente — auch eine ungleichmäßige — auf das ganze System ohne Einfluß. Es verschieben sich also weder die Stützenköpfe, noch tritt eine Schiefstellung der Stützen oder eine Änderung der Kranspurweiten ein. Genau das selbe gilt auch für die zweischiffige Halle.

Bei dem unteren System sind die Stützen des mittleren Schiffes mit einer Bühne zu einem Vierendeelrahmen verbunden. Die anderen Schiffe werden, wie bei dem oberen System, angehängt. Eine Schiefstellung des Mittelfundamentes bedingt hier eine Schiefstellung des ganzen Systems. Die mittlere Halle habe quadratischen Querschnitt. Dann

verschieben sich die Stützenköpfe um das gleiche Maß, um das sich das Fundament neigt. Angenommen ist hier eine Schiefstellung des Sockels um 10 cm. Somit erhält man auch 10 cm Verschiebung an den Stützenköpfen. Diese gleiche Bewegung machen die angehängten Schiffe mit. Die Kran-

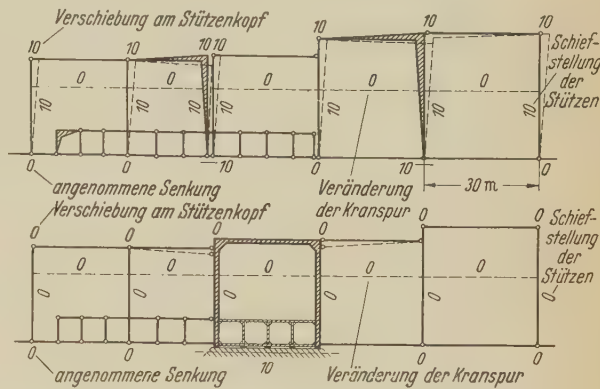


Abb. 14. Ungleichmäßige Senkungen der Fundamente.

spur verändert sich aber durch eine Drehung des Sockels ebensowenig wie bei dem oberen Entwurf, denn alle Stützen bleiben parallel.

Nun die Einsenkung der Fundamente: Hierbei liegt der Fall bei den beiden Systemen genau umgekehrt wie bei den Drehungen. Ungleiche Stützensenkungen von 10 cm ergeben beim oberen System waagrechte Verschiebungen der Stützenköpfe von ebenfalls 10 cm, während beim unteren System Stützensenkungen — auch wenn sie ungleichmäßig sind — das System unberührt lassen. Die an einem Teil der Ecken auftretenden Winkeländerungen sind, weil Gelenke zur Ausführung kommen, ohne Bedeutung (Abb. 14).

Zuletzt die Zerrungen und Pressungen: Beim oberen System ist die zweite Stütze von rechts als feststehend angenommen (Abb. 15). Von dort aus sind die Zerrungen mit $\frac{1}{3} \%$ der Längen angesetzt. Dann ergeben sich bei 30 m Stützenabstand Zerrungen von 10 cm je Feld. Das Dach des Dreigelenkbogens verschiebt sich dabei nicht. Die angehängten Dachflächen erleiden ebenfalls keine Verschiebung. Nur die Stützen stellen sich schief. Der rechte Stützenfuß wandert 10 cm nach rechts, der linke 10 cm nach links. Die zweischiffige Halle entfernt sich von der dreischiffigen. Ihre Rahmenstütze verschiebt sich dabei um 20 cm. Sie bleibt aber lotrecht stehen, so daß zwischen den Dächern der Hallen eine Fuge von 20 cm entsteht. Die Stütze am weitesten links wandert am Fußpunkt um 40 cm, am Kopf aber nur um 20 cm. Es entsteht also eine Schiefstellung von $40 - 20 = 20$ cm. Da die Stützen nicht parallel bleiben, ändern sich die Kranspurweiten durch die Zerrungen im Boden. Die Kranbahnen sind dabei in allen Schiffen gleich hoch über Hüttenflur angenommen. In den

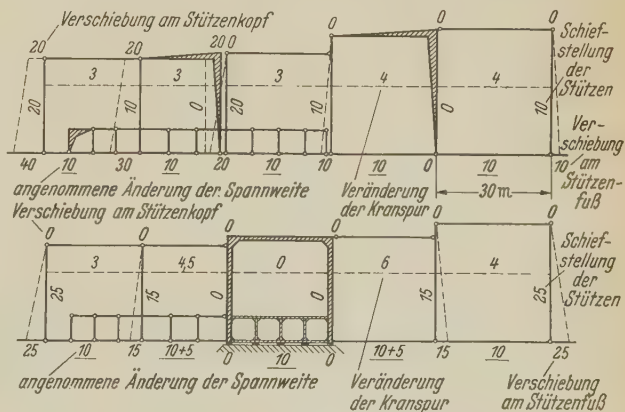


Abb. 15. Zerrungen zwischen den Fundamenten.

höheren rechten beiden Schiffen ändert sich die Kranspurweite daher bei der angenommenen Zerrung um 4 cm, bei den niedrigen Hallen nur um 2 cm.

Beim unteren System ist der Mittelbau als feststehend angesetzt. Da die Zerrungen auf den Sockelschwerpunkt zu beziehen sind, ergeben sich für die Stützenfüße neben dem Mittelbau Verschiebungen von 15 cm und für die Endstützen von 25 cm. Entsprechend stellen sich die Stützen schief. Im Dach entsteht keine Fuge. Aber die größte Spurweitenänderung der Kranbahn beträgt hier 6 statt 4 cm beim oberen Entwurf.

Steht man vor der Aufgabe, ein derartiges Martinwerk zu planen, so genügt es natürlich nicht, nur zwei Systeme

zu untersuchen. Man muß sehr viele Möglichkeiten prüfen und die Entwürfe vergleichen in bezug auf die Stützenbreite, das Klaffen der Dachfugen, das Schrägstellen der Stützen, die Änderung der Kranspurweite, die Belichtung, die Belüftung, die Seitensteifigkeit, die Montage, die Möglichkeit, die Konstruktion zu verstärken, umzubauen und wieder abzubauen, und nicht zuletzt in bezug auf das Stahlgewicht und die Fundamentkosten.

Es ist im Rahmen dieses kleinen Aufsatzes nicht möglich, auf irgendwelche konstruktiven Einzelheiten einzugehen. Es sollte nur der Zusammenhang zwischen der Erdbewegung und dem Entwurf der Gebäude erläutert werden.

Kurze Technische Berichte

Hochfeste Schrauben
in der amerikanischen Stahlbaupraxis

Die Verwendung hochfester vorgespannter Schrauben ist auch in der amerikanischen Stahlbaupraxis keineswegs alt. Die Entwicklung reicht etwa 8—10 Jahre zurück und ist, folgt man den einschlägigen Veröffentlichungen, noch lange nicht abgeschlossen. Den gegenwärtigen Stand in der amerikanischen Stahlbaupraxis und Forschung spiegeln wohl am besten die neuen Vorschriften wieder, die nach Überarbeitung der ersten Ausgabe aus dem Jahre 1951 nunmehr das Datum des Februar 1954 tragen, und vor kurzem mit geringfügigen Änderungen auch für Eisenbahn- und Straßenbrücken anerkannt wurden.

Es ist klar, daß die Schlußfolgerungen, die in Amerika vor allem in wirtschaftlicher Hinsicht aus den bisherigen Erfahrungen gezogen werden, nur beschränkt auf europäische Verhältnisse übertragen werden dürfen. Es steht jedoch außer Zweifel, daß auch bei uns die Verwendung hochfester Schrauben für bestimmte Zwecke von Vorteil sein könnte.

Die Berechnung der Niet- und Schraubenverbindungen beruht auf der Annahme, daß die Lasten durch den Scherwiderstand der Verbindungsmittel und den Lochleibungsdruck übertragen werden. Im Gegensatz dazu werden bei hochfesten Schrauben die gesamten Kräfte planmäßig allein von den Reibungskräften aufgenommen, die durch die hohe Anspannung der Schraubenbolzen zwischen den zu verbindenden Teilen entstehen. Der Spannungsfluß wird damit sehr gleichmäßig und erfährt durch die vorhandenen Löcher keine nennenswerten Störungen. Dieser Vorteil kommt zusammen mit einem geringen Schlupf vor allem bei der Dauerfestigkeit der Verbindungen zur Geltung. Die im Vergleich

weicheren Werkstoff der Baustähle zu verhindern. Von einer Wärmebehandlung her ist das Äußere schwarz. Das besondere Kennzeichen sind drei kurze radiale Linien im Schraubenkopf.

Ausgangswerkstoff für die Herstellung der Bolzen ist ein Kohlenstoffstahl mit etwa 0,30 % C. Neben der bereits erwähnten Wärmebehandlung wird der Bolzen abgeschreckt und getempert.

Eine besondere Sicherung der Mutter gegen ein Lockerwerden ist nicht erforderlich. Baustellen- wie auch Labora-

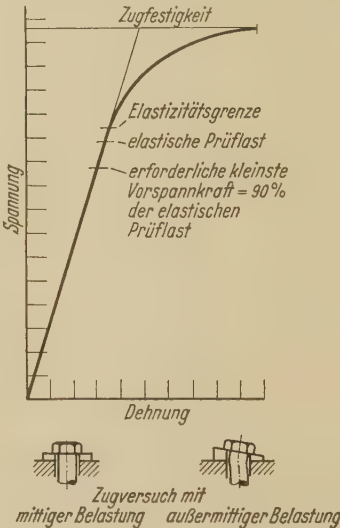


Abb. 2. Spannungsdehnungsdiagramm eines hochfesten Bolzens.

toriumsversuche haben den ausreichenden Beweis erbracht, daß unter den hohen in der Vorschrift verlangten Vorspannungen ein Lockern auch nach mehreren hunderttausend Lastwechseln nicht zu befürchten ist. Die Reibung in den Gewinden und an den Auflageflächen der Muttern und Unterlagsscheiben sichert einen anhaltenden festen Sitz.

Die charakteristische Spannungsdehnungskurve des Bolzenmaterials beim Zugversuch zeigt Abb. 2. Sie weist keine ausgeprägte Streckgrenze auf. Neben der Höchstlast, der Elastizitätsgrenze und der sog. Elastischen Prüflast, die unserer Proportionalitätsgrenze gleichkommt, ist auf der Kurve auch der Lastwert angezeichnet, bis zu dem die Bolzen laut Vorschrift angespannt werden müssen. Er liegt bei etwa 85 %

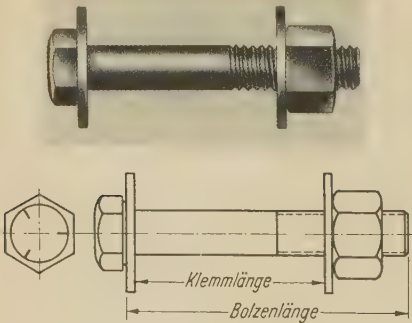


Abb. 1. Hochfester Bolzen.

zu den Nietverbindungen erzielten guten Versuchsergebnisse lassen daher hochfeste Schrauben vor allem für dynamisch beanspruchte Bauwerke geeignet erscheinen.

Die amerikanischen Bestimmungen für die Berechnung berücksichtigen dieses Tragverhalten insofern, als sie hochfeste Schrauben als gleichwertig mit Nieten anerkennen.

Abb. 1 stellt in Schnitt und Ansicht eine hochfeste Schraube dar. Das Spiel des Bolzens in der zugehörigen Standardbohrung beträgt 1/16 Zoll. Von gewöhnlichen hohen Schrauben unterscheiden sich hochfeste Bolzen zunächst dadurch, daß sowohl unter dem Kopf wie auch unter der Mutter gehärtete Unterlagsscheiben erforderlich sind, um ein Einpressen in den

Tabelle 1.
Werkstoffkennwerte ASTM A-325.

Bolzen- größe (Zoll)	Zugfestigkeit kg/cm ²	Elastische Prüflast kg/cm ²	Brinell-Härte
1	2	3	4
3/4	8440	5980	241 bis 321
7/8	8440	5480	241 bis 321
1	8440	5480	241 bis 321

der Elastizitätsgrenze und 60 % der Höchstlast. Die Dehnung an der Vorspannung ist etwa 30 % der Gesamtdehnung beim Bruch.

In der Tabelle 1 sind die Festigkeitswerte für die drei gebräuchlichsten Bolzendurchmesser eingetragen. Die Elastizitätsgrenze wird in einem Zugversuch unter mittiger Bolzenbelastung ermittelt, während für die Bestimmung der Bruchfestigkeit eine außermittige Lagerung mit einem keilförmigen Futter von 10° Neigung unter dem Kopf — so, wie es auf der rechten Skizze unter der Kurve dargestellt ist — vorgeschrieben ist. Es soll damit gezeigt werden, daß die verlangte Zugfestigkeit des Bolzens auch dann vorhanden ist, wenn der Bolzenkopf oder die Mutter an Flächen aufliegen, die bis zu etwa 10° gegen die Lotrechte zur Achse der Bohrung geneigt sind. Dementsprechend müssen keilförmige Unterlagsscheiben erst bei Neigungen größer als 1 : 20 verwendet werden. Das Spannungsdehnungsdiagramm läßt auch erkennen, daß eine peinliche Einhaltung der oberen Grenze bei der Vorspannung nicht unbedingt erforderlich ist. Der große Dehnungsbereich jenseits der vorgeschriebenen Vorspannung gibt die Gewähr für eine ausreichende Sicherheit gegen Bruch auch dann, wenn beim Anspannen die Streckgrenze überschritten wird.

Die Berührungsflächen müssen, um die Reibung zwischen den verbundenen Teilen möglichst zu erhöhen, frei von loser Walzhaut, Öl, Schmutz und Riefen sein. Darüber hinaus hatten die früheren Vorschriften auch den bedingungslosen Entfall aller Zwischenanstriche verlangt. Die Notwendigkeit, diese Flächen auf den Plänen und Werkstücken besonders zu kennzeichnen, sowie die erhöhte Sorgfalt haben naturgemäß einen Mehraufwand an Arbeit und damit eine gewisse Verteuerung zur Folge.

Nach der neuen Vorschrift dürfen nurmehr die Berührungsflächen jener Stöße, bei denen ein Schlupf zugelassen werden kann, einen Anstrich erhalten. Stöße, die dynamisch beansprucht werden, wie bei Brücken, müssen ohne Zwischenanstriche ausgeführt sein; in anderen Fällen wird die Entscheidung davon abhängen, ob durch die Nachgiebigkeit der Verbindungen die Formänderung des gesamten Systems zu groß wird oder in anderen Konstruktionsteilen unzulässige Spannungen entstehen. Zu erwarten ist ein Schlupf nur dann, wenn die kritische Last lange genug auf den Stoß einwirken kann. In sehr vielen Fällen wird dies nicht der Fall sein, wenn die ständige Last unterhalb dieser Grenze liegt und als Nutzlasten Windkräfte und dgl. maßgebend sind. Es braucht nach den vorliegenden Versuchsergebnissen auch nicht erwartet werden, daß größere Verschiebungen auftreten, als sie bisher von entsprechenden Nietverbindungen bekannt sind.

Die verlangte Vorspannung wird durch ein entsprechendes Drehmoment beim Anziehen der Mutter erreicht. Sind nur wenige Schrauben anzuspinnen, wird zweckmäßigerweise ein Drehmomentenschlüssel verwandt (Abb. 3). In Tabelle 2, die der neuen amerikanischen Vorschrift entnommen ist, sind in der 2. Spalte die Vorspannkraft eingetragen, die bei Verwendung solcher Meßschlüssel anzuwenden sind. Aus der Erwägung, daß die Beiwerte zur Ermittlung der Vorspannkraft aus dem Drehmoment in starkem Maß vom Zustand der Gewinde, der Unterlagsscheiben und Muttern sowie der Schmierung abhängen, sind die Werte für Drehmomentenschlüssel um

Tabelle 2.

Bolzen- größe (Zoll)	Richtwert für Vorspannkraft bei Verwendung von Drehmomenten- schlüssel ¹ t	Erforderliche kleinste Vorspannkraft ² t	Richtwert des Drehmomentes für die erforder- liche kleinste Vorspannkraft kg · m
1	2	3	4
1/2	5,67	4,92	12,4
5/8	9,07	7,83	24,9
3/4	13,2	11,6	44,2
7/8	16,8	14,7	65,0
1	22,2	19,3	98,2
1 1/8	26,3	23,1	132,7
1 1/4	33,6	29,3	186,6

¹ Ungefähr 15 % über der erforderlichen kleinsten Vorspannkraft

² Entspricht 90 % der kleinsten elastischen Prüflast des Bolzens (ASTM A 325)

15 % höher. Man will damit sicherstellen, daß die in die 3. Spalte eingetragenen Werte auch tatsächlich erreicht werden.

Die Verwendung der Drehmomentenschlüssel ist mühevoll und kostspielig, wenn eine größere Zahl Bolzen anzuspinnen sind. Man bedient sich dann druckluftbetriebener Ratschen,

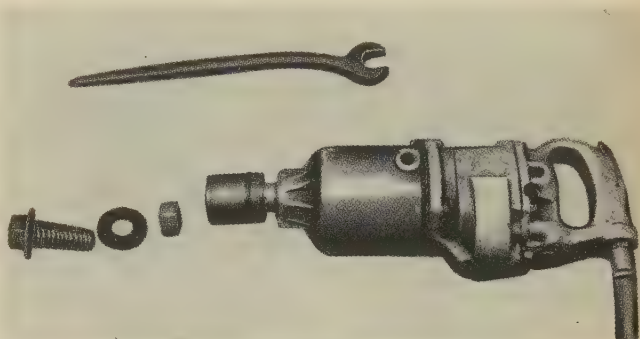


Abb. 4. Druckluftratsche zum Anspannen hochfester Bolzen.

die äußerlich den Niethämmern ähnlich und nur wenig schwerer als diese sind (Abb. 4). Das Drehmoment wird, nachdem der Druckluftmotor die Mutter auf ihren ersten festen Sitz heruntergedreht hat, durch eine rasch aufeinanderfolgende Zahl von Schlägen erreicht, die gleichzeitig auf zwei gegenüberliegenden Seiten in tangentialer Richtung auf die Mutter einwirken. Der Kraftaufwand des Bedienungsmannes bleibt damit in kleinen Grenzen und ist nur für einen Bruchteil der Zeit aufzubringen, die für das Schlagen von Nieten erforderlich ist.

Durch Einbau eines Druckregulators vor jeder Ratsche kann diese zum Stillstand gebracht werden, wenn die verlangte

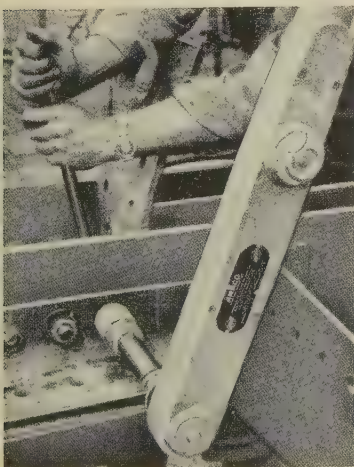


Abb. 3. Drehmomentenschlüssel zum Anspannen hochfester Bolzen.

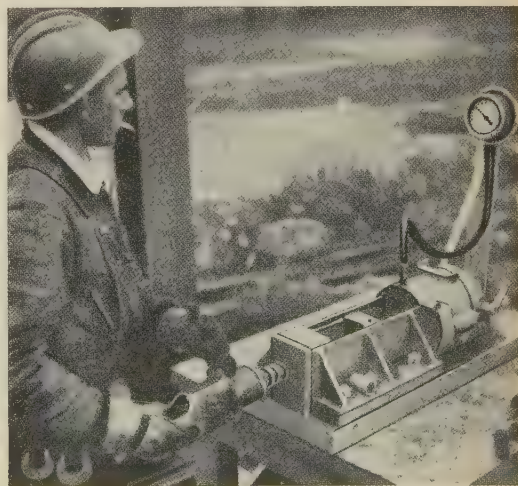


Abb. 5. Eichvorrichtung mit einer Presse.

Vorspannung erreicht ist. Die Ratsche fährt in diesem Augenblick zwar fort zu stoßen, ist jedoch nicht imstande, ein größeres Drehmoment auszuüben. Es ist in diesem Zustand keine merkliche Drehung der Mutter mehr festzustellen. Die Hülse der Ratsche federt nach jedem Schlag zurück; durch eine wesentlich stärkere Vibration des Gerätes wird dieser Zustand angezeigt. Die Größe des erreichten Drehmomentes ist damit von dem Gefühl des Bedienungsmannes weitgehend unabhängig. Bei einem Luftdruck von etwa 6 at dauert es je nach Größe und Bauart 5—10 Sekunden, bis — vom ersten Festsitzen der Mutter an gerechnet — dieser Zustand erreicht ist.

Zum Einstellen des Druckregulators auf die verlangte Vorspannung sind verschiedene Vorrichtungen entwickelt worden. Abb. 5 zeigt eine hydraulische Presse von rd. 60 t Zugkraft. Während sich ein Bolzenende über den stählernen Rahmen gegen den Zylinder der Presse stützt, steht das andere Ende mit dem Kolben in Verbindung. Die Zugkraft im Bolzen wird am Manometer abgelesen. Eine ähnliche Vorrichtung zeigt Abb. 6, während auf Abb. 7 ein Gerät dargestellt ist, bei dem der Bolzen gegen die Stirnflächen eines Hohlzylinders gedrückt wird. Die Druckkraft im Zylindermantel wird mit elektrischen Widerstandsdehnungsmessern bestimmt.

Man hat auch versucht, die Zugkraft im Bolzen aus der elastischen Verformung einer einfachen Rahmenkonstruktion abzulesen. Die neuen Bestrebungen der amerikanischen Stahlbauindustrie gehen dahin, die Bolzenkraft allein aus den Um-

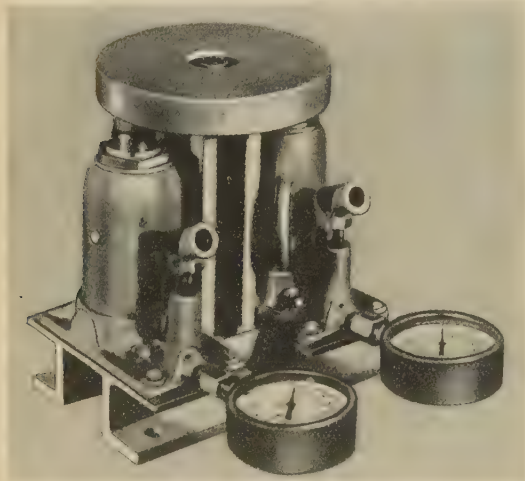


Abb. 6. Eichvorrichtung mit zwei Pressen.

drehungen der Mutter nach dem Aneinanderliegen der Teile zu bestimmen. Durch Verwendung der jeweils in Frage kommenden Bolzen ist es möglich, mit diesen Vorrichtungen bei der Eichung der Ratschen alle in Betracht kommenden Veränderungen zu berücksichtigen.

Die Ratschen sollen täglich vor Arbeitsbeginn, in der Mitte der Arbeitsschicht und bei einem stärkeren Temperaturwechsel geeicht werden. Eine Nacheichung wird auch erforderlich, wenn die Länge der Zuleitung geändert wird.

In Stößen und Anschlüssen, die eine größere Zahl hochfester Schrauben aufweisen, wird durch das Anspannen der letzten Bolzen die Klemmkraft der gesamten Verbindung meist so vergrößert, daß die zuerst festgedrehten Schrauben wieder locker werden. Es hat sich daher als zweckmäßig erwiesen, zuerst die mittleren Bolzen anzuspinnen und dann am oberen Ende der Verbindung beginnend nach unten fortzuschreiten, wobei die mittleren Bolzen nachgezogen werden. Eine andere Empfehlung lautet dahin, von innen nach außen zu arbeiten und die Bolzen in der Mitte zuletzt nachzuspannen.

Der entscheidende Einfluß der Vorspannung auf die Tragfähigkeit der Verbindungen macht eine Überprüfung der Arbeit der Anspannpartien erforderlich. Die früheren Empfehlungen gingen dahin, einen gewissen Prozentsatz der mit Ratschen angespannten Bolzen von Hand mit einem Drehmomentenschlüssel zu lösen und wieder festzuziehen. Dieses Verfahren hat sich in der Praxis nicht bewährt. In der neuen Vorschrift findet daher auch, wie bereits angedeutet, das Drehmoment als Maß für die Bolzenkraft keine Anerkennung mehr. Die Überwachung soll sich künftig allein auf die ordnungsgemäße Eichung und richtige Handhabung der Ratschen beschränken.

Bereits eingangs wurde darauf verwiesen, daß vor allem dynamisch beanspruchte Bauwerke für die Verwendung hochfester Bolzen in Betracht kommen. Um die praktische Eignung zu prüfen, ließ der Versuchsausschuß der Vereinigung amerikanischer Eisenbahnverwaltungen in 12 Brücken über 1000 Nieten durch hochfeste Schrauben ersetzen. Es wurden dabei solche Verbindungen ausgewählt, wo infolge starker Erschütterungen die Nieten locker wurden und alljährlich von den Erhaltungspartien eine große Zahl ausgewechselt werden mußte.

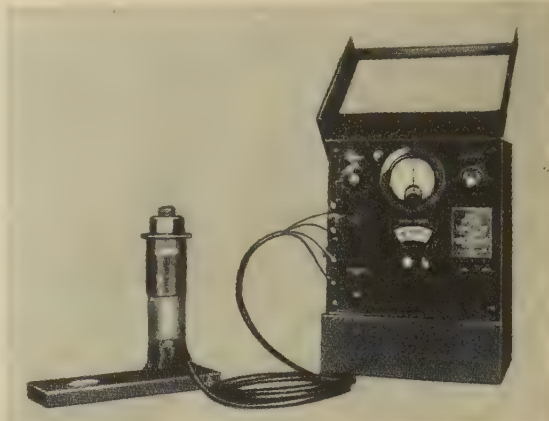


Abb. 7. Eichvorrichtung mit Hohlzylinder und Widerstandsdehnungsmesser.

Während in gleichen Stößen und Anschlüssen, in denen neue Nieten geschlagen wurden, diese sich weiterhin lockerten, war an den hochfesten Schrauben kein Nachgeben festzustellen. Nur in einem Fall, wo an Stelle der vorgeschriebenen gehärteten gewöhnliche weiche Unterlagsscheiben verwendet worden waren, mußten die Schrauben nachgespannt werden.

Es war bei den amerikanischen Eisenbahnverwaltungen üblich, die Nieten, die bei den Brückenuntersuchungen als lose festgestellt wurden, zunächst durch rohe Schrauben zu ersetzen. War ihre Zahl in einem Bauwerk so groß geworden, daß die Entsendung eines Kompressors und einer Nietausrüstung gerechtfertigt erschien, wurden die rohen Schrauben wieder durch Nieten ersetzt. In der Zwischenzeit war es notwendig, die Muttern oftmals nachzuspannen, da sie ebenso wie die Nieten im Laufe der Zeit lose geschlagen wurden.

Die Verwaltungen sind nunmehr dazu übergegangen, in diesen Fällen hochfeste Schrauben zu verwenden, die mit einem Drehmomentenschlüssel angespannt werden. Auch dort, wo sich bereits die Löcher infolge des häufigen Losschlagens

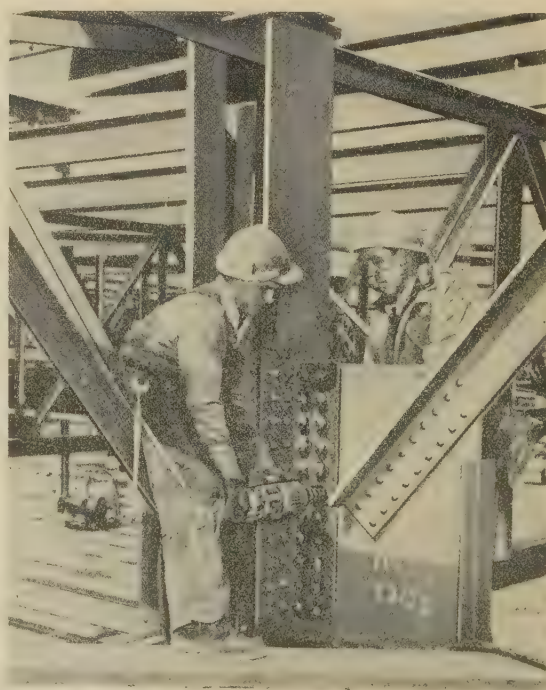


Abb. 8. Anspannpartie mit Druckluftratsche bei der Arbeit.

Dr.-Ing. W. Schmid, Baden b. Wien.

Abb. 1. Abmessungen der Versuchskörper.

Abb. 2. Anordnung der Meßstellen.

	Streckgrenze	Bruchgrenze
Flanschenden	2840 kg/cm ²	4850 kg/cm ²
Flanschmitten	2510 "	4780 "
Stege	2920 "	5240 "

Die größeren Festigkeiten der Flanschenden und vor allem der Stege gegenüber den Flanschmitten sind auf die größeren Kaltverformungen dieser Teile beim Walzen zurückzuführen. Die Bolzen entsprachen der handelsüblichen Type A 325; die Güte der Niete ist mit der Bezeichnung ASTM — A 141 festgelegt.

Alle Teile wurden vor dem Zusammenbau gründlich von loser Walzhaut und allen Verunreinigungen gesäubert. Die Löcher wurden nach dem Zusammenspannen der Träger und Bleche durch beide Teile gemeinsam gebohrt; die Vorspannungen der Bolzen entsprechen mit 14,7 t — d. s. 90 % der Last an der Proportionalitätsgrenze — der Vorschrift.

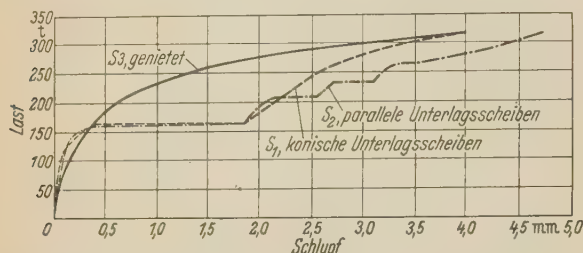


Abb. 3. Mittelwerte der Lastschlupfdiagramme in der 1. Lochreihe.

In Abb. 2 sind die Stellen eingetragen, an denen die Dehnungen und gegenseitigen Verschiebungen in den Stößen gemessen wurden. Um Fließen und damit örtliche Überbeanspruchungen sofort erkennen zu können, erhielten die abseits der eigentlichen Meßbereiche liegenden Hälften der Versuchsstücke einen Anstrich mit Reißlack oder Kalkmilch.

Beim Probekörper S 1 mit den konischen Unterlagsscheiben traten bei 165 bzw. 167 t plötzliche große Bewegungen an den beiden Anschlüssen auf; die Reibungen zwischen den anliegenden Teilen waren überwunden und die Bolzenschäfte kamen an den Lochwandungen zum Anliegen. Die mittlere rechnermäßige Scherbeanspruchung unter diesen Lasten war 1530 kg/cm², die Zugspannung im Bruttoquerschnitt des Trägers 1620 kg/cm². Mit den planmäßigen Vorspannungen der Bolzen ergibt sich ein größter Reibungsbeiwert von 0,40. Beim zweiten Probekörper mit den parallelen Unterlagsscheiben an den genieteten Flanschen trat die Verschiebung an der einen Verbindung bei 167 t ein; der zweite Anschluß jedoch wurde bis 236 t, d. h., einer rechnerischen Scherspannung von 2170 kg/cm², allein von der Reibung gehalten. Alle vorstehend errechneten Beanspruchungen liegen über den zulässigen Werten, im Bereich der Gebrauchslasten war daher kein Schlupf aufgetreten. Die zusätzlichen Biegebeanspruchungen der Bolzen ohne keilförmige Unterlagsscheiben hatten offensichtlich keinen Einfluß auf den Beginn des Schlupfes, wohl war aber das Verhalten der Proben S 1 und S 2 nach dem Schlupf etwas unterschiedlich.

Im Gegensatz zu den geschraubten Anschlüssen war bei dem genieteten Probekörper (S 3) eine plötzliche Verschiebung nicht feststellbar, doch nahm zunächst die Gesamtverlängerung der Verbindung etwas mehr zu. Vom Augenblick des Schlupfes in den geschraubten Stößen an waren jedoch deren Verschie-

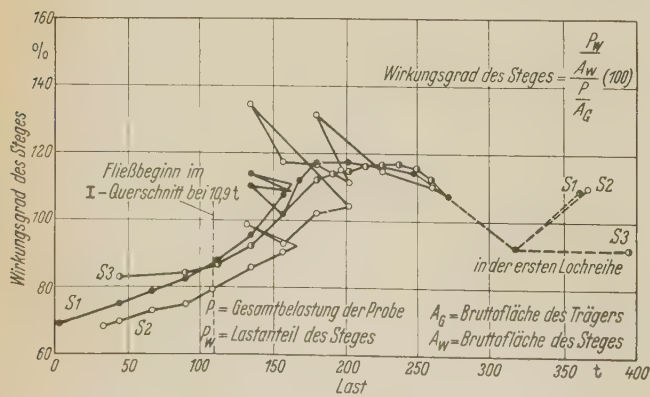


Abb. 4. Wirkungsgrade der Stege.

bungen größer, und blieben es auch bis zu den Höchstlasten, wo für die geschraubten und genieteten Anschlüsse angenähert die gleichen Verlängerungen festgestellt werden konnten. Die mittleren gegenseitigen Verschiebungen der ersten Lochreihe aller drei Probekörper sind in Abb. 3 in Abhängigkeit von den Prüflasten aufgetragen und veranschaulichen dieses unterschiedliche Verhalten.

Die Höchstlasten der zwei geschraubten Versuchskörper waren mit 363 und 367 t nahezu gleich; die Brüche traten in beiden Fällen in einem kritischen Nettoquerschnitt durch die ersten Lochreihen auf. Bei der Probe S 3 gingen zunächst bei 345 t die Niete eines Anschlusses durch Abscheren, nach Ersatz derselben durch hochfeste Schrauben die Niete des zweiten Anschlusses bei 371 t in gleicher Weise zu Bruch. Diesen Lasten entsprachen Scherspannungen in den Nieten von 3160 und 3375 kg/cm². Nachdem auch in dem zweiten Anschluß hochfeste Schrauben eingesetzt waren, brach im dritten Versuch der Träger bei 395 t in gleicher Weise wie die Probekörper S 1 und S 2. Die höhere Festigkeit dieses Trägers muß auf die größeren Kaltverformungen und damit verbundenen Alterungserscheinungen durch die beiden ersten Belastungen, in denen die Niete abgesichert wurden, zurückgeführt werden.

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen zeigten grundsätzlich keine Abhängigkeit von der Größe des Schlupfes. Wohl war bei den geschraubten Proben mit einem Lastabfall im

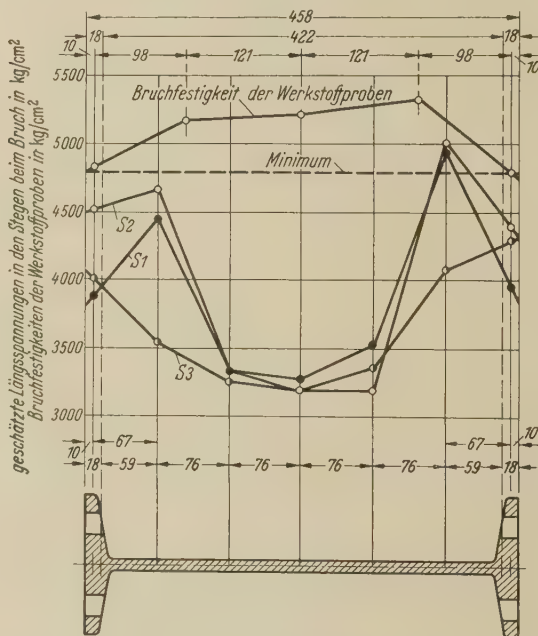


Abb. 5. Spannungsverteilungen beim Bruch in den Stegen der 1. Lochreihe.

Augenblick des plötzlichen Schlupfes auch ein Nachgeben der Dehnungen festzustellen, doch wurden mit dem Wiederanstiegen der Last auch die früheren Ablesungen an den Instrumenten erreicht.

Nach dem Bruch wurden die in den Bolzen verbliebenen restlichen Vorspannungen festgestellt. Sie waren infolge des Fließens der Anschlußteile stark abgesunken, und zwar am stärksten in den Endreihen, am wenigsten in der Mitte. Von Interesse ist die Feststellung, daß die Restspannungen in den Bolzen mit konischen Unterlagsscheiben durchwegs kleiner waren als die mit parallelen.

Der Reißlacküberzug zeigte bei allen drei Versuchsstücken die ersten Fließspuren bei einer mittleren Bruttozugsbelastung von 1050 kg/cm² an den Außenkanten der Flansche in den ersten Lochreihen. Zieht man zum Vergleich die Streckgrenze der Probstäbe heran, ergibt sich ein Faktor von 2,7, um den an den beobachteten Stellen die Spannungen größer waren als das Mittel. Es darf vermutet werden, daß an den Wandungen der Nietlöcher der Probe S 3 die ersten Plastisierungen noch früher auftraten.

Die Berichtersteller der Versuche haben aus den gemessenen Dehnungen die von den Stegen allein aufgenommenen Lastanteile errechnet und das prozentuale Verhältnis der mittleren Spannungen im Steg zum Mittelwert der Spannung über

die gesamte Querschnittsfläche als Wirkungsgrad des Steges bezeichnet. In Abb. 4 sind die Ergebnisse in Abhängigkeit von den Belastungen aufgetragen. Für die niederen Laststufen scheint das Verhältnis mit der Art der Verbindungsmittel zu schwanken. Es ist am größten und gleichmäßigsten für die Nietverbindungen und am kleinsten für die Bolzenverbindungen mit den parallelen Unterlagsscheiben an den schrägen Flanschflächen. Mit Beginn des Fließens in den Flanschen nimmt der Lastanteil der Stege für alle drei Verbindungsmittel zu. Die auffallenden Zacken vor allem für S2 sind dabei auf den Schlupf der Bolzenverbindungen zurückzuführen. Der Wirkungsgrad der Stege wird dann für alle Proben ziemlich gleich und steigt solange, bis mit dem Eintritt der Flansche in den Verfestigungsbereich der Lastanteil der Flansche wieder größer und jener der Stege kleiner wird.

Nach dem Bruch wurden im kritischen Querschnitt der erhalten gebliebenen Anschlüsse aus den Stegen Zugproben herausgeschnitten und aus den „Bruchpunkten“ ihrer Spannungsdehnungslinien und denen der ursprünglichen Werkstoffproben die Spannungsverteilungen beim Bruch ermittelt. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in Abb. 5 aufgetragen. Bei Beurteilung der genieteten Probe S3 muß wieder der Einfluß der Vorbelastungen berücksichtigt werden. Die Höchstlasten wurden erreicht, wenn die Beanspruchungen in den äußeren Stegbereichen in die Nähe der Bruchgrenzen der Werkstoffproben kamen.

Die Versuchsergebnisse lassen einen guten Einblick in die aufgeworfenen Fragen zu. Endgültige Schlüsse können jedoch erst gezogen werden, wenn die Untersuchungen auf eine größere Zahl von Proben und verschiedene Arten von Anschlüssen ausgedehnt werden. [Nach Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 81 (1955) Sep. No. 659].

Dr.-Ing. Wolfgang Schmid, Baden b. Wien.

Die San Marcos-Brücke, eine neuartige Seilträgerbrücke

Zur Erschließung eines abgelegenen Gebietes in El Salvador ist 1954 die San Marcos-Straßenbrücke fertiggestellt worden, die weniger durch ihre Größe als vielmehr durch technische Besonderheiten Interesse beansprucht. Sie liegt im Zuge einer unweit der Küste verlaufenden Fernstraße etwa 80 km von der Hauptstadt San Salvador entfernt. Bei der Ausschreibung 1948 erhielt die John A. Roebling's Sons Gesellschaft den Zuschlag für das gesamte Bauvorhaben, also einschl. der Tiefbauarbeiten, da ihr Angebot einer Seilträgerbrücke etwa 20 % unter allen Konkurrenten mit Hängebrücken üblicher Art, Ausleger- und Bogenbrücken lag.

Entwurf und Berechnung

Abb. 1 gibt das Hauptträgersystem dieser Brücke über 5 Öffnungen wieder. Bei voller Symmetrie zur Mittelöffnung ergibt sich mit 76 — 159 — 204 — 159 — 76 m Einzelstützweiten eine Gesamtlänge von 674 m. Das System kann nur für die ständige Last als Hängebrücke angesehen werden. Für die Verkehrslast bildet das durch diese ständige Last vorgespannte obere Kabel, über die ganze Länge durchlaufend und durch 6 Pendelpylone abgestützt, zusammen mit einem vorgespannten Untergurttkabel sowie vorgespannten Schrägseilen die Glieder eines Durchlaufträgers mit Gurten und Streben, die zur Aufnahme aller in einem Fachwerkbalken auftretenden Druck- und Zugstabkräfte geeignet sind, eben eines sogenannten Seilträgers. Maßgebend ist hierbei die Erkenntnis, daß ein vorgespanntes Seil als Stab eines Fachwerksystems eine Druckkraft bis zur Größe der in ihr wirksamen Zugkraft übernehmen kann; der gleiche Gedanke, mit umgekehrten Vorzeichen, wie beim Spannbeton. Um den Diagonalen die zur Aufnahme der Querkraft geeignete Schräglage von etwa 30 bis 45° zu geben, muß bei der sich aus der Linienführung des Obergurtes ergebenden veränderlichen Systemhöhe der waagrechte Abstand der Aufhängepunkte variieren. Diese Ungleichheit der Feldweiten sowie die Anordnung schräger anstelle lotrechter Hänger ist die auffälligste Abweichung des Seilträgersystems von üb-

lichen Hängebrücken. Auch kann, da die Steifigkeit des Tragwerkes durch die Schrägseile gewährleistet wird, der Versteifungsträger sehr niedrig gehalten werden.

Das Verfahren, eine Hängebrücke durch Schrägseile zu versteifen, ist seit langem bekannt, sehr gründlich theoretisch und an Modellen untersucht und mit Erfolg sowohl bei den Arbeitsstegen zum Aufbau der Hauptkabel größter Hängebrücken wie auch — angeregt durch Erkenntnisse aus dem Einsturz der Tacoma-Narrows-Brücke — bei einigen anderen Brücken angewendet worden. Für leichtere Objekte ist ein System aus 2 Trageseilen je Hauptträger mit Druckpfosten und Streben entwickelt worden; für schwerere Brücken mit großer ständiger Last wird ein Einkabelsystem mit diagonalverlaufenden Hängern vorgezogen. Nach mehreren kleineren Anwendungen (u. a. bei zwei Fußwegbrücken über den Delaware-Fluß und einer Ölleitungsbücke über den Mississippi) sowie einer nicht abgeschlossenen Entwicklung für militärische Aufgaben¹⁾ ist man nun zum echten Seilträger übergegangen, dessen Untergurt entweder die Fahrbahn selbst oder — wie im Falle der San Marcos-Brücke — ein vorgespanntes Seil bildet.

Die Sicherung einer Seilträgerbrücke gegen gefährliche aerodynamische Einwirkungen bereitet keine Schwierigkeiten. Im vorliegenden Fall ließ sich durch zweckmäßige Wahl der Stützweiten erreichen, daß Schwingungen des Überbaus einer Öffnung harmonische Schwingungen des benachbarten oder eines anderen Überbaus nicht hervorrufen konnten. Es sei vorweg bemerkt, daß Beobachtungen in der Zeit seit der Brückeneröffnung die Erwartungen hinsichtlich geringer Durchbiegungen und vor allem auch weitgehender Schwingungsfreiheit voll bestätigt haben.

Während übliche Hängebrücken über mehrere Öffnungen besondere Maßnahmen gegen größere Bewegungen der Pylonenköpfe erfordern, sind solche bei einer Seilträgerbrücke zufolge ihrer geringen elastischen Verformungen (Steifigkeit) nicht erforderlich. Die Pylonen können daher — wie auch bei der San Marcos-Brücke geschehen — gelenkig gelagert werden; dies bedeutet gegenüber eingespannten Pylonen mit ihrem höheren Baustoffaufwand einen wirtschaftlichen Vorteil. Die Systemhöhe des Seilträgers in der Mitte der Hauptöffnung beträgt nur 7,62 m oder 1/27 der Stützweite; die Pfeilhöhe des Obergurtes, der nicht einer Parabel, sondern einer mit bestimmten Festlegungen durch ein Iterationsverfahren errechneten Kurve folgt, 1/12,5 der Stützweite.

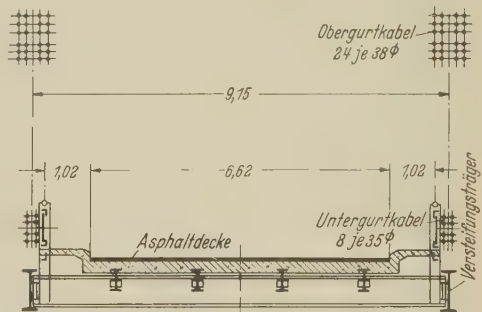


Abb. 2. Querschnitt.

Der Brückenquerschnitt (Abb. 2) hat eine zweispurige Fahrbahn von 6,62 m Breite mit beiderseitigen Fußwegen von je 1,02 m Breite. Ein Grund für die Wahl einer Stahlbetonfahrbahn war u. a. deren hohes Gewicht, das zur Erzielung einer größeren Zugkraft im Obergurttkabel sowie zur Abwehr aerodynamischer Einwirkungen erwünscht war. Die Fahrbahn liegt auf einem Rost von Längs- und Querträgern, der durch die an die Untergurttkabel angehängten Versteifungsträger eingefaßt wird. Dieser stählerne Fahrhahnrost läuft über die ganze Brückenlänge ohne Unterbrechung und ohne zur Aufnahme von

¹⁾ Der im letzten Kriege auf deutscher Seite entwickelten „Seilträgerbrücke“ liegen ganz ähnliche Erwägungen zugrunde.

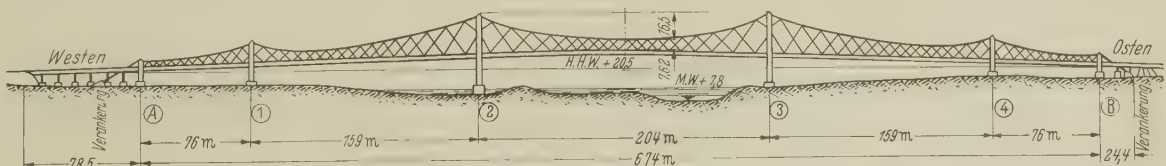


Abb. 1. System der San Marcos-Brücke.

verfestigt, daß bis zur Sohle ausgeschachtet und die zweite Fundamenthälfte abschnittsweise betoniert werden konnte. Die Verfestigung ging so weit, daß die Wände senkrecht stehen blieben und jegliche Schalungen entbehrt werden konnten.

Das hier angewandte Verfahren erfüllt gleichzeitig drei Aufgaben: das Absenken von Grundwasser, die Verfestigung der umgebenden Bodenschichten und den Ausgleich hydrostatischen Druckes. Mit seiner Hilfe konnte trotz schwierigster Verhältnisse ein Verankerungsbauwerk erstellt werden, das mit Sicherheit jegliche Bewegungen mit ihnen für die statischen Verhältnisse des Seilträgerüberbaus untragbaren Folgen ausschließt.

Montage des Überbaues

Das Material wurde aus den Ver. Staaten durch den Panama-Kanal zum Hafen Cutuco angeliefert und von dort mit Eisenbahn zur Baustelle befördert. Alle Seile wurden in der Heimatwerkstatt vorgereckt, genau abgelängt und mit den Endstücken versehen. Die geringen Längenänderungen infolge der Handhabung der Seile bei der Montage wurden auf der Baustelle beseitigt. Abb. 3 gibt den Querschnitt des in 4 Quadranten zu je 6 Seilen aufgelösten Hauptkabels wieder; jedes dieser 24 Seile von 38 mm ϕ läuft über die ganze Brückenlänge durch, ist etwa 750 m lang und wiegt etwa 6 t.

Durch Schwierigkeiten bei dem westlichen Verankerungsbauwerk verzögerte sich der Einbau der Hauptkabel entgegen der ursprünglichen Planung bis in die nasse Jahreszeit. Tägliche Regenfälle hatten den in der Trockenzeit etwa 90 m breiten Lempa-Fluß in einen fast 400 m breiten reißenden Strom mit stark wechselndem Wasserstand und vielfältigem Treibgut verwandelt. Mangels geeigneter Vorrichtungen und da die hölzernen Kabeltrommeln durch Fäulnis und Insekten während der unbeabsichtigt längeren Lagerzeit auf der Baustelle erheblich beschädigt waren, konnten die Seile durch Herüberziehen in der Luft von Pylon zu Pylon nicht eingebaut werden; man mußte sie auf dem Baugrund liegend hinüberziehen, in die Verankerung einhängen und auf die Pylone hochziehen, wie dies für die Trockenzeit vorgesehen war. Dabei durften die Seile nicht ins Wasser tauchen, weil anhaftendes Treibgut sofort die Weiterarbeit unmöglich machte; von Booten aus und mit Handwerkzeugen mußten die Seile dann wieder freigelegt werden. Nach Überwinden der Anfangsschwierigkeiten gelang es, jeden Tag 4 Seile herüberzubringen. Das Hochziehen auf die Pylonenköpfe erforderte i. d. R. nur 10 Minuten; schwierig war diese Montage am Strompfeiler 2, da hier die Führungsseile beim Hochziehen nicht vom festen Land aus bedient werden konnten. Es ergaben sich dabei in der reißenden Strömung oft sehr gefährvolle Arbeiten.

Es ist einleuchtend, daß die genaue Justierung der Kabel kleinerer Hängebrücken schwieriger ist als bei großen Stützweiten. Mit sorgfältig überlegten Methoden wurde die Lage der Seile der theoretischen Kurve angepaßt, wobei an die Meßgenauigkeit die höchsten Anforderungen gestellt wurden. Die Messungen wurden stets in den frühen Morgenstunden kurz vor Sonnenaufgang vorgenommen, um den Einfluß der Erwärmung aus direkter Bestrahlung auszuschalten.

Das niedrige Lohnniveau in El Salvador beeinflusste natürlich die Arbeitsweise auf der Baustelle, zumal die ausführende Firma kontraktlich zur Beschäftigung einer größeren Zahl einheimischer Arbeitskräfte verpflichtet war. Die Halterungen, mit denen die Schrägseile an die Hauptkabel befestigt wurden, wurden am höchsten Punkt der Kabel neben den Pylonen mit lockeren Schrauben aufgesetzt und durch einen rittlings auf dem Kabel sitzenden Arbeiter bis an ihren richtigen, schon in der Werkstatt markierten Platz verschoben. Mit zunehmender Eigenlast des Überbaus, daraus folgend zunehmender Kraft in den Kabeln und Verminderung des Durchmessers mußten die Befestigungsbolzen dieser Halterungen laufend nachgezogen werden, eine bei einer Seilträgerbrücke mit schrägen Hängern und demnach horizontalen Seilkraftkomponenten besonders wichtige Maßnahme. Zur Dämpfung von Schwingungen wurden die Einzelseile zwischen den Anschlüssen der Hänger nochmals mit Klammern zusammengefaßt und die Schrägseile zur Vermeidung von Abscheuern an ihren Kreuzungspunkten miteinander verbunden.

Die Fahrbahn wurde in 9 m langen Stücken von etwa 10 t Gewicht auf dem Boden zusammengebaut, soweit möglich unmittelbar unter ihrer Verwendungsstelle, sonst eingeschwommen. Die Seilzüge zum Hochziehen wurden an die Hauptkabel angeschlossen. Der Fahrbahneinbau begann jeweils in der

Mitte jeder Öffnung und setzte sich nach beiden Seiten fort. Er war — verglichen mit üblichen Hängebrücken — verhältnismäßig einfach, da nur geringe Gewichte einzubauen waren und die Schrägseile örtliche Verformungen der Kabel ausschlossen.

Auch die Betonierung der Fahrbahn begann jeweils in der Mitte der 3 großen Überbauten und schritt nach beiden Seiten vor, so daß an 6 Stellen gleichzeitig gearbeitet wurde. Dank Verwendung von entsprechendem Zement wurden die Schalungen jeweils bereits nach 24 Stunden versetzt. Die enorme Hitze erforderte besondere Maßnahmen bei der Betonbereitung und Verarbeitung; feuchte Tücher, über die frisch-betonierten Abschnitte gelegt, verhinderten eine unerwünschte Rißbildung in der Oberfläche. Um der durch diesen Betonierungsvorgang bewirkten Hebung der zwei kurzen Endüberbauten entgegenzuwirken, wurden diese Teile vorübergehend besonders belastet. Zur Ausschaltung von Schrumpfrissen sind mehrere Trennfugen angeordnet. Um Bewegungen zwischen den Fahrbahnträgern und der Stahlbetonplatte zu ermöglichen, sind dünne Bleche mit einer graphithaltigen Schmiermasse eingelegt. Die Betonplatte erhielt eine 19 mm dicke Asphaltschicht.

Wie schon erwähnt, war am Modell ermittelt, daß die Schrägseile, wenn sie bei vollem Eigenwicht und $\frac{1}{3}$ Nutzlast eingerichtet waren, bei jeder Nutzlaststellung unter Zugspannung bleiben würden. Um dies zu erreichen, wurde eine entsprechende Sandbelastung aufgebracht; in diesem Belastungszustand sind die Schrägseile eingerichtet, zugleich auch die Untergrundkabel mit Pressen angespannt und an den Brückenden in die Stahlbetonfahrbahn verankert. Im Endergebnis stellt die Fahrbahn somit eine vorgespannte einheitliche Platte von 674 m Länge dar. Als letzter Arbeitsgang sind dann die Halterungen der Schrägseile an die Untergurtkabel festgezogen.



Abb. 6. Schrägsicht der fertigen Brücke.

Zur Messung der wichtigsten Formänderungen der fertigen Brücke (lotrechte Bewegungen der Trägermitten in den 3 Hauptöffnungen sowie waagrechte Bewegungen der Köpfe der beiden mittleren Pylonen) wurden Probelastungen mit einer aus 64 schweren LKW von je 16,6 t Gewicht gebildeten Verkehrslast ausgeführt. U. a. ergab sich unter 104 % der rechnerischen Nutzlast (entsprechend den Belastungsvorschriften der gewählten Brückenklasse), nur über den beiden großen Seitenöffnungen angeordnet, eine Hebung von 58 cm im mittleren und Senkungen von etwa 61 cm in den anschließenden (belasteten) Überbauten; das sind Senkungen von $\frac{1}{260}$ der Stützweiten. Gleichzeitig bewegten sich die Pylonenköpfe je um etwa 13 cm nach den Ufern zu. Diese wie auch Messungen unter anderen Laststellungen zeigten eine befriedigende Übereinstimmung mit entsprechenden Messungen am Modell.

Die günstigen Ergebnisse der verhältnismäßig kleinen San Marcos-Seilträgerbrücke können vielleicht nicht ohne weiteres auf weitgespannte Brücken übertragen werden. Immerhin können die besonders hohe Steifigkeit eines solchen Systems und ihre wirtschaftliche Eignung für Entwürfe über mehrere Öffnungen als erwiesen gelten. Die für den Bau dieser Brücke verantwortlichen amerikanischen Fachleute schlagen daher vor, bei kommenden Brückenplanungen Seilträgersysteme stets mit einzubeziehen. [Nach Civil Engineering 24 (1954), No. 9 S. 574.]

Dr.-Ing. Carl Justus Hoppe, Bonn.

Die Mackinac Straits Brücke, USA

Mackinac Straits ist der Wasserarm zwischen dem Michigansee und dem Huronensee. Südlich liegt die Stadt Mackinaw und nördlich St. Ignace; zwischen beiden Orten verkehren seit 1881 eine Eisenbahn — und seit 1923 eine Straßenfähre. Die Straßenfähre wurde 1953 von rd. 800 000 Fahrzeugen benutzt. Infolge Stoßverkehrs warteten auf einem Ufer oft 1000 Fahrzeuge bis zu vier Stunden.

Die vierspurige Brücke ist seit Anfang 1954 im Bau. Sie wird zwischen den Endpfeilern (Nr. 1 und 34) etwa 5,5 km lang; nach Norden schließt sich eine etwa 1,1 km lange Mole an, über die die Straße als Viadukt geführt wird. Das Hauptbauwerk in diesem imposanten Brückenzug wird die Hängebrücke mit einer 1160 m Hauptöffnung und zwei Seitenöffnungen von je 550 m sein. Mit diesen Abmessungen wird sie der Größe der Hauptspannweite nach zwischen der George Washingtonbrücke in New York (rd. 1070 m) und der Golden Gate Brücke in San Francisco (rd. 1280 m) liegen, also die zweitgrößte Spannweite der Welt haben. Nimmt man zum Vergleich jedoch die Länge der gesamten an die Kabel gehängten Brückenkonstruktion, so wird sie mit $550 + 1160 + 550 = 2260$ m noch wesentlich länger sein als die Golden Gate Brücke mit $345 + 1280 + 345 = 1970$ m. Die Ankerblöcke für die Kabel liegen 144 m hinter den Enden der Seitenöffnungen (Abb. 1). Die nach beiden Seiten anschließenden 28 Rampenbrücken haben Spannweiten zwischen 50 und 170 m.

Der tragfähige Baugrund ist eine Breccia, deren Oberfläche in der Mitte des Wasserarmes in eine scharf ausgeprägte,

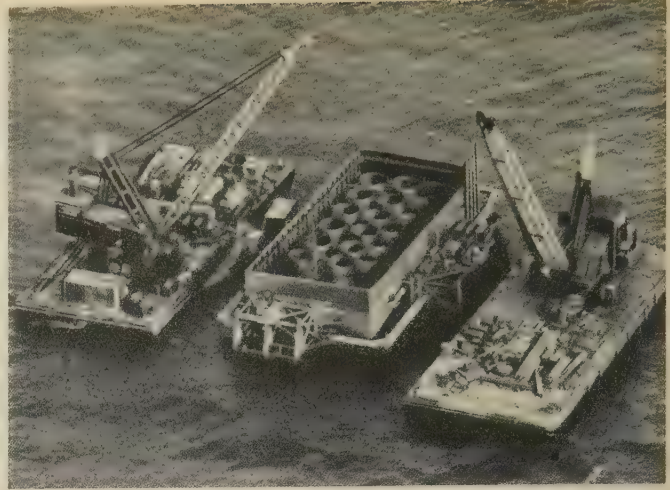


Abb. 2a. Pfeiler für das Umlenkgerüst. Rechteckiger Stahlkasten mit 21 kreisrunden Schächten.

bestehende Führungsgerüste aufgestellt und durch innerhalb der lotrechten Rohre gerammte Träger am Seeboden verankert. Die Rohre wurden zur Erhöhung der Standfestigkeit im unteren Teil mit Beton gefüllt. In den Raum zwischen den Führungs-

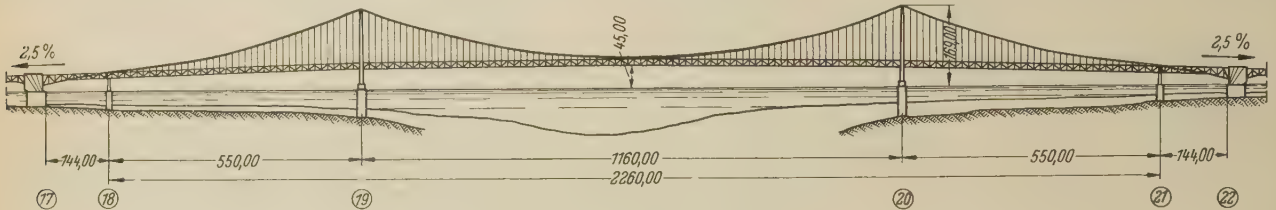


Abb. 1. Ansicht der Hängebrücke.

lange Erosionsrinne tief absinkt. Die Hänge dieser unter Sedimenten liegenden Rinne erreichen an den Pylonenpfeilern der Hängebrücke die Höhe von etwa 50 m und an den Ankerpfeilern die Höhe von etwa 20 m unter dem Seespiegel.

Die Pylonenpfeiler (Nr. 19 und 20) sind auf kreisrunden Caissons von 35,5 m Durchmesser in etwa 60 m Tiefe gegründet. Hierbei mußten etwa 30 m überlagernde Bodenschichten durchfahren werden. Jeder Caisson besteht aus 2 stählernen, gegeneinander abgesteiften, zylindrischen Wänden mit 4,6 m Abstand. Die beiden Wände werden unten zu einer Schneide zusammengezogen; der Raum zwischen den Wänden ist durch Schotte in 8 Räume unterteilt. Es entsteht so ein Brunnen mit 26,3 m lichtigem Durchmesser. Jeder Caisson enthält 2530 t Stahlkonstruktion, davon allein 330 t in der Schneide.

Um bei einer Strömung von 6–7 km/Std. die Caissons genau absenken zu können, wurden drei aus Rohrkonstruktion

gerüstet wurde der untere Teil des Caissons eingeschwommen und durch ein viertes Führungsgerüst in seiner Lage festgehalten. Die vier Gerüste wurden durch Träger miteinander verbunden. Abb. 2 zeigt eine der Pfeilerbaustellen. Das Absenken geschah durch Fluten der Räume im Caisson, Ausbaggern des Innenraumes, abschnittsweises Betonieren des Brunnenringes, Höherbauen der Wände und anschließendes Betonieren des Innenraumes bis etwa 2,5 m unter die Wasseroberfläche. Die innere Wand wurde dann entfernt und innerhalb der äußeren Wand zwei Schäfte für die Pylonen hergestellt; diese Schäfte ragen 7,6 m aus dem Wasser hervor.

Von den beiden Pfeilern für die Kabelumlenkung (Nr. 18 und 21) wurde Nr. 18 mit den Abmessungen $28 \times 13,5$ m ebenfalls als Brunnen zwischen Führungsgerüsten abgesenkt und in 40 m Tiefe gegründet. Statt eines großen Brunnens handelt es sich hier jedoch um drei Reihen von je sieben runden, kleineren Brunnen. Der Pfeiler 21 sowie die massiven Ankerpfeiler (Nr. 17 und 22) mit den Abmessungen 35×41 m wurden zwischen Spundwänden in Tiefen bis zu 27 m gegründet. Die gleiche Bauweise wird auch bei den Pfeilern der Rampenbrücken angewandt; mit Ausnahme von fünf Pfeilern, die auf Pfählen gegründet werden. Die Pfeiler der Hängebrücke (Nr. 17 bis 22) wurden im vergangenen Jahr fertig; alle Arbeiten an der Brücke sollen 1957 beendet werden.

Der gesamte Beton in den 34 Pfeilern wird „Grout concrete“, d. h. Mörtelbeton sein. Dieser Beton wird hergestellt, indem die groben Zuschlagstoffe an die Einbaustelle gekippt und dann durch Einspritzen eines Gemisches aus Zement, Flugasche, einem patentierten Zusatz und Sand vermörtelt werden. Die Methode ist sehr zweckmäßig für Unterwasserbeton, insbesondere, wenn es sich wie hier um große Mengen — insgesamt etwa $340\,000\text{ m}^3$ — handelt. Da nur das oben erwähnte Gemisch — etwa 37 % der Betonmenge — durch die Mischmaschinen zu laufen braucht, bedeutet dies Verfahren eine große Beschleunigung und, da die groben Zuschlagstoffe auch vor der Vermörtelung die Gründungen schon standfester machen, auch eine Abkürzung kritischer Bauzustände. Je Stunde wurden bis zu 2500 t grobe Zuschlagstoffe eingebracht und bis zu 150 m^3 Beton durch Injektion hergestellt. Das Verfahren ist nicht neu, wurde aber offenbar noch nie in so großem Umfang angewendet wie hier.

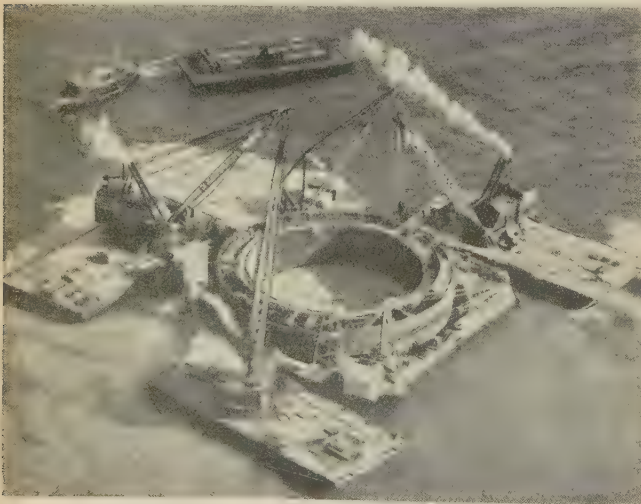


Abb. 2. Pylonenpfeiler im Bau.



Stelcon

INDUSTRIE-BODENBELÄGE
für jede Betriebsbeanspruchung

Stelcon
im Ausland

Holland
Belgien
Frankreich
Luxemburg
Schweiz
Österreich
England
Dänemark
USA

Mittelamerika
und Karibisches
Gebiet

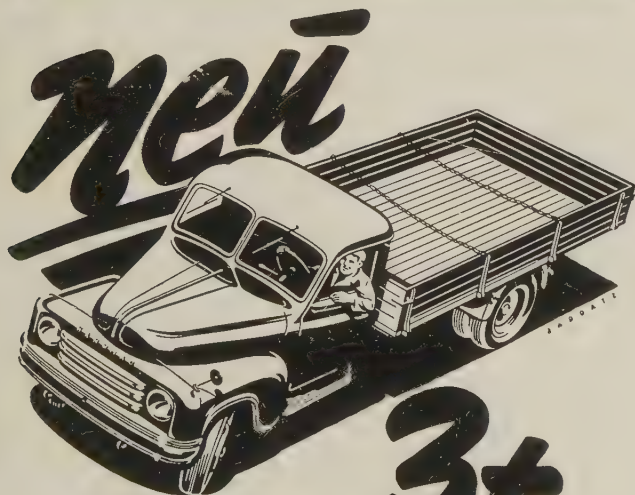
Südafrika
Indonesien



Stelcon - FRITZ EBENER - INDUSTRIEBÖDEN

Hauptverwaltung: Essen, Alfredstraße 98, Stelcon-Haus
Telefon 7 18 51, Fernschreiber 0857 833

Stelcon-Werke: Neuß/Rhein-Hafen



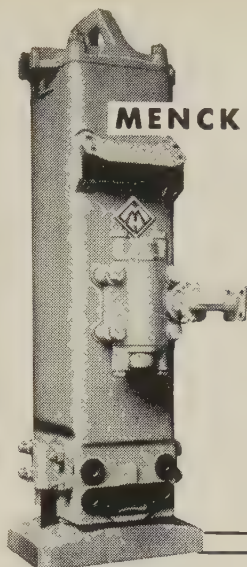
HANOMAG

3t Diesel

Mit dem neuen 3 Tonner wird die Typenreihe der HANOMAG-Diesel-Schnellastwagen weiter ausgebaut. Auch er ist der echte Sproß einer erfolgreichen Familie und — wie seine schon vieltausendfach bewährten Brüder, die 1,5 und 2,5 Tonner —

- überragend in Leistung und Tragkraft (3250 kg)
- robust, wendig und von langer Lebensdauer.

Der HANOMAG 3 Tonner ist serienmäßig mit Klima-Anlage ausgestattet. Die hydr. Duplex-Vierradbremse mit Druckluftunterstützung garantiert beste Bremswirkung auch bei Anhängerbetrieb.

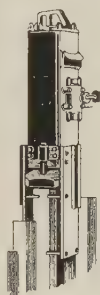


MENCK - SCHNELLSCHLAGBÄRE

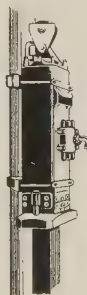
Geringer Dampf- oder Luftverbrauch

Großes Hammergewicht

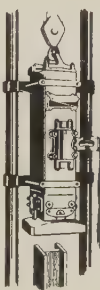
Hohe Schlagzahl



Freireitend auf der Spundbohle



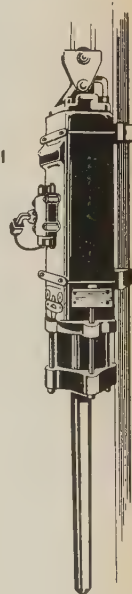
Bärführung an der Laufrolle



Bärführung am Doppelmätker



als Pfahlzieher dann umgekehrt arbeitend



als Felsmeißel



*Menck & Hambrock
GmbH
Hamburg-Altona*

Schwierige Grundbauten



Druckluftgründungen
Pfahlgründungen
Baugrund-Untersuchungen
Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

3
wichtige
Punkte
selbstansaugend
unempfindlich
für alle
Antriebsarten



PUMPEN

für Abwasser
und Schlamm



Hammelrath & Schwenzer
Düsseldorf — 100

TORKRET
G E M E I N S C H A F T

Berlin NW 87, Reuchlinstraße 10-17 Telefon: 39 28 58
Techn. Büro Essen, Franziskastraße 2 Tel.: 516 49

Beton-Spritzmaschinen, Beton-Injektoren,
Verkauf - Vermietung, Ausführung von Torkretie-
rungen an Massivdecken u. Stahlbetonkonstruktionen

Die Cross-Methode und ihre praktische Anwendung

Von

Dr.-Ing. habil. Richard Guldán

o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover

Mit 800 Textabbildungen, 75 Tafeln, 46 Zahlenbeispielen. XIX, 472 Seiten Gr.-8°. 1955.

Ganzleinen DM 72,—

Aus dem Inhalt: Rechnungsgrundlagen. Das Wesen „unverschieblicher“ und „verschieblicher“ Tragwerke; Hilfwerte für das Cross-Verfahren. Grundaufgaben zur Berechnung von Tragwerken ohne Vouten und mit Vouten. „Einführungsbeispiele“ und „Musterbeispiele“ für symmetrische und unsymmetrische Tragwerke. Einflußlinien, Temperatur- und Schwindwirkung. Hilfstafeln mit den Grundwerten zur Cross-Methode für Rahmenstäbe mit und ohne Vouten. Schrifttum.

SPRINGER-VERLAG WIEN

Bei allen rechteckigen Pfeilern wurde in der Berechnung ein Eisdruck von 170 t/m Pfeilerbreite berücksichtigt; bei den runden Pfeilern wurde dieser Wert auf 97 t/m reduziert.

Die Hängebrücke wurde für 192 km/Std. Windgeschwindigkeit unter Beachtung der neuesten aerodynamischen Erkennt-

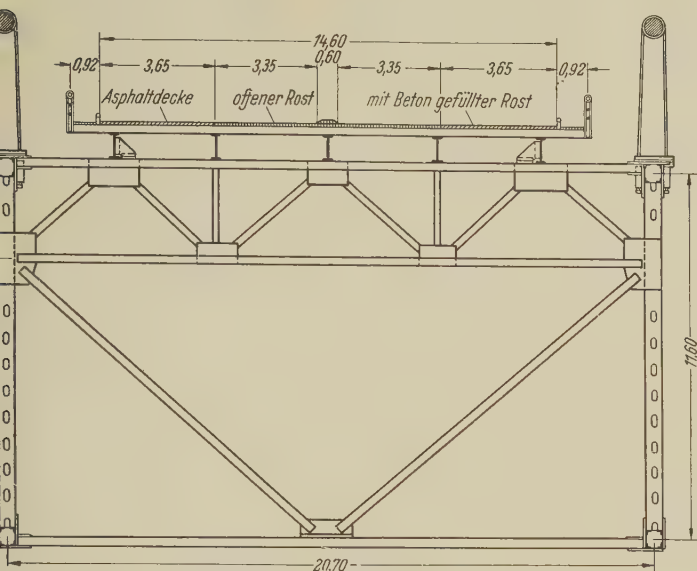


Abb. 3. Querschnitt der Hängebrücke.

nisse entworfen. D. B. Steinman, der den Brückenentwurf aufstellte, faßt die diesbezüglichen Merkmale wie folgt zusammen:

1. Die Windkräfte wurden weitgehend verringert durch fachwerkartige Ausbildung der Haupt- und Querträger, sowie durch offene, 127 mm hohe Roste in den beiden mittleren Fahrspuren. (Die beiden äußeren Fahrspuren haben 108 mm hohe mit Beton gefüllte und mit Asphalt überdeckte Roste.)

2. Der Abstand der Tragkabel und damit auch der Versteifungsträger ist 20,7 m bei nur 14,6 m Fahrbahnbreite zwischen den Schrammborden. Es sind demnach zwischen Versteifungsträgern und Fahrbahn breite Schlitze, die zusammen mit den offenen Rosten der beiden inneren Fahrspuren verhindern, daß sich bei Wind über und unter der Fahrbahn verschiedene Drücke ausbilden. Es entsteht ein aerodynamisch stabiler Querschnitt.



Abb. 4. Perspektivische Darstellung der Hängebrücke.

3. Die Höhe des Versteifungsträgers ist 1/100 der Hauptspannweite. Dasselbe Verhältnis ist bei der englischen Severn-Brücke vorgesehen, bei der Delawarebrücke bei Wilmington ist es 1/107,5 und bei der Golden Gate Brücke 1/168.

4. Horizontalverbände in beiden Gurtebenen erzeugen einen torsionssteifen Querschnitt.

Die Baukosten der Brücke werden 25,7 Mio Dollar für die Pfeiler und 44,5 Mio Dollar für die Überbauten betragen. Mit Straßenanschlüssen und allen Nebenausgaben rechnet man mit 80 Mio Gesamtkosten. Da für das letzte Jahr des Fahrbetriebs mit 6 Mio Dollar Fahrgeldern gerechnet wird und die Brücke sicherlich mehr Verkehr auf sich ziehen wird als die Fähre, ist mit einer ausreichenden Verzinsung und Abschreibung dieses Kapitals durch Einnahmen an Brückenzoll zu rechnen. [Nach Eng. News-Record 154 (1955), Nr. 4 vom 27. 1. 55, S. 35 und Proc. Am. Soc. Civil Eng. Sep. Nr. 559 vom Dez. 1954.]

K. H. Seegers, Hamburg.

Ergänzungsarbeiten bei der Golden Gate Brücke

Unter den Brücken, die infolge aerodynamischer Instabilität in Schwingungen gerieten, war auch die am weitesten gespannte Hängebrücke der Welt, die 1937 fertiggestellte Golden Gate Brücke in San Francisco mit 1280 m Spannweite der Hauptöffnung [s. a. Baug. 17 (1936) S. 102]. In den Jahren 1938 und 1941 wurden bei Windgeschwindigkeiten von rd. 100 km/std in Längsrichtung der Brücke verlaufende Wellen von etwa 0,6 m Höhe beobachtet. Der Wind blies hierbei aus einer Richtung von 45° gegen die Brückenachse. Es wurden dann Meßinstrumente eingebaut und damit 1951 während eines Sturmes von 110 km/std lotrechte, 3,3 m hohe Schwingungen gemessen; hierbei schwang die Brücke waagrecht um

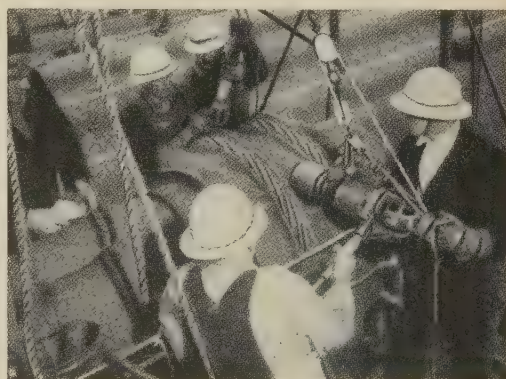


Abb. 1. Anspannen der Kabelschellen-Bolzen.

3,6 m nach jeder Seite. Zur Erhöhung der Steifigkeit wurde dann ein fast 5000 t schwerer unterer Horizontalverband eingebaut.

Nach Einbau des unteren Verbandes wurden die Spannungen in den Bolzen, die die Hälften der Kabelschellen gegen das Kabel pressen, nachgeprüft — turnusmäßig geschieht dies etwa alle fünf Jahre. Dabei wurde festgestellt, daß hauptsächlich infolge der um fast 5000 t erhöhten ständigen Last und damit erhöhten Spannung im Kabel sich der Kabeldurchmesser so weit verringert hatte, daß die Spannung in einer Anzahl der Kabelschellen-Bolzen auf die Hälfte abgesunken war. Außer der Querkontraktion infolge erhöhter Spannung im Kabel wird im Laufe der Zeit eine weitere Verringerung des Kabeldurchmessers infolge der normalen Bewegungen des Kabels bei Verkehr und Wind eingetreten sein. Beide Einflüsse sind nur gering, aber bereits eine Verringerung des Durchmessers des 930 mm dicken Kabels um 0,25 mm läßt die Spannung in den 60 mm dicken und 750 mm langen Bolzen auf die Hälfte absinken.

Das Regulieren der Bolzenspannung geschah in der Weise, daß bei jeder Kabelschelle ein Bolzen zunächst vollständig gelöst und in diesem Zustand die Länge mit einem Mikrometerschraube gemessen wurde. Er wurde dann mit einem Preßluftgerät (Abb. 1) angespannt, bis die erforderliche Spannung gemessen wurde. Die anderen Bolzen jeder Kabelschelle wurden in gleicher Weise behandelt. Es mußte jeder der 6 bis 20 Bolzen jeder Kabelschelle meist dreimal nachgespannt werden, bis alle Bolzen die erforderliche gleiche Spannung hatten. Diese Arbeiten geschahen von Hängegerüsten aus, die auf Gummirädern auf den Brückenkabeln liefen. [Nach Eng. News Record 154 (1955) Nr. 9 vom 3. 3. 55 — S. 31.]

K. H. Seegers, Hamburg.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

Brunner, Prof. Dipl.-Ing. Dr. Karl H.: Städtebau im Schnellverkehr. VIII, 190 S., Gr. 22 · 30 cm, mit 137 Abb. und 3 Tafeln. Wien: Springer-Verlag 1955, Gzln. 46,00 DM.

„Mit dieser Schrift handelt es sich um keine technische Abhandlung über den Straßenbau, über Verkehrsbetriebe im besonderen, sondern — wie ihr Titel besagt — um deren unlösbaren Zusammenhang mit dem Städtebau, um die generellen Grundsätze und Richtlinien, die dem Grenzgebiet beider Bereiche, dem städtebaulichen und dem der Verkehrstechnik, angehören. Das Buch will einen Querschnitt bieten durch den heutigen Stand zeitgemäßer Verkehrsvorsorgen und ihre Beziehungen untereinander und zu den Zielen des modernen Städtebaues darlegen. Wenn stellenweise fachtechnische Angaben beigelegt sind, geschieht es zur Information des nicht fachkundigen Lesers und zur Abrundung des Stoffes.“

Dies schreibt der Verfasser im Vorwort. Bewußt hat er sich diese Beschränkungen auferlegt. Er will weite Kreise der Bevölkerung mit Fragen der städtebaulichen Gestaltung, der Verkehrsplanung und -organisation vertraut machen.

Diese Aufgabe vermag das vorzüglich ausgestattete Buch zu erfüllen. Es entsteht allerdings die Frage, ob zur erschöpfenden Behandlung des Themas sich nicht die Vertreter aller an dieser komplexen Aufgabe beteiligten Fachrichtungen zusammenfinden sollten.

J. Schlums, Hannover.

Fuchs, Dipl.-Ing., E., Dozent an der Fachschule für Bauwesen, Erfurt: Linienführung im Straßenbau. 124 S., Gr. DIN C 5, mit 83 Abb. und 7 Tafeln. Leipzig: Fachbuchverlag 1954. Hln. 7,80 DM.

In diesem für den Fachschüler und den im Beruf stehenden Praktiker bestimmten Buche werden nach einem kurzen geschichtlichen Überblick die Grundlagen für die Planung und für die Ausbildung der Straßen behandelt. Die Zusammenhänge zwischen den Kraftwageneigenschaften und den Trassierungselementen werden dargestellt. Die weiteren Kapitel befassen sich mit den Fragen der technischen und wirtschaftlichen Trassierung. Die Trassierungselemente selbst werden nach den Vorläufigen Richtlinien für den Ausbau der Landstraßen (RAL) angegeben. Einige Tafeln der RAL sind abgedruckt.

Das Buch wird im Fachschulunterricht und in der Praxis gute Dienste leisten.

J. Schlums, Hannover.

Straßenbau von A—Z. Amtliche Bestimmungen und technische Richtlinien für Planung, Bau und Unterhaltung der Straßen, bearbeitet von Dr.-Ing. Ernst Goerner, Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V. Erich Schmidt Verlag, Lose-Blatt-Sammlung Gr. DIN A 5, mit Spezialordner. Preise: Grundwerk einschl. Spezialordner 35,— DM. Nachlieferungen 1 bis 13: 23,80 DM. Jede weitere vierteljährlich erscheinende Ergänzungslieferung wird mit 1,20 DM berechnet.

In dieser Sammlung werden die einschlägigen Gesetze und Verordnungen der Behörden, die Richtlinien und Merkblätter der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V. und anderer Körperschaften sowie die entsprechenden Bau Normen abgedruckt. Die Sammlung ist alphabetisch nach Stichworten geordnet. Ein Abonnent dieser Sammlung hat die Gewähr dafür, daß ihm regelmäßig die neuesten Fassungen der Vorschriften und Merkblätter auf diesem Gebiete des Straßenbaues und dessen Randgebieten zugehen. Dies ist bei der raschen Entwicklung im Straßenbau besonders wertvoll, weil auf diese Weise die neuesten Erkenntnisse auf allen Gebieten des Straßenbaues sehr schnell einem breiten Interessenkreis vermittelt werden können. Für die Sachbearbeiter bei Behörden und bei Straßenbaufirmen dürfte diese Sammlung unentbehrlich sein.

J. Schlums, Hannover.

Frick-Knöll: Baukonstruktionslehre, Teil 1 (= Teubners Fachbücher für Hoch- und Tiefbau). Neubearbeitet von Baudirektor Dr.-Ing. Friedrich Neumann, Direktor der Stadt. Ingenieurschule für Bauwesen, Hagen. 20. Aufl., VI, 210 S., DIN C 5, mit 300 Abb. Stuttgart: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft 1955. Kart. 11,60 DM, Hln. 13,60 DM.

Die vorliegende 20. Auflage, jetzt von F. Neumann bearbeitet, weist eine völlige Neugliederung des Stoffes auf. Früher aus den beiden Bänden: Steinbau und Holzbau bestehend, enthält jetzt Teil 1 den Rohbau (in Stein und Holz)

und der demnächst erscheinende Teil 2 die Dächer und den Ausbau.

Teil 1 ist in 7 Hauptabschnitte eingeteilt: A. Baugrube; B. Fundamente; C. Wände (I. aus künstlichen Steinen, II. aus natürlichen Steinen, III. aus Lehm, IV. aus Beton, V. im Montagebau und VI. leichte Trennwände); D. Geschoßdecken (I. Gewölbe, II. Massivdecken, III. Holzbalkendecken); E. Fußböden (I. aus kleinen Teilen zusammengefügt, II. fugenlos); F. Putz und G. besondere bauliche Maßnahmen (I. Schutz vor Feuchtigkeit, II. Wärmeschutz und III. Schallschutz). Der Seitenumfang ist von 167 auf 210 gestiegen, der größte Teil der 300 (früher 230) Abbildungen ist neu bzw. neu gezeichnet und jetzt neuartig nach der Seitenzahl beziffert. Zu begrüßen sind die für jeden Haupt- oder Unterabschnitt gesondert gebrachten Zusammenstellungen der einschlägigen DIN-Normen.

A. Troche, Hannover.

Thaulow, Sven, Sivilingeniør M.N.I.F.: Betongproporsjonering. 142 S., Gr. DIN A 4, mit vielen Abb., Tab. und mit englischer Zusammenfassung. Oslo: Norsk Cementforening 1955. N. Kr. 25,—.

1953 erschien vom gleichen Verfasser das Buch „Betonkontrolle auf Baustellen“, das im Bauingenieur 29 (1954) S. 155 besprochen wurde. Mit dem vorliegenden, zwei Jahre jüngeren und umfassenderen Buch berichtet Thaulow über viele Untersuchungen an Beton und zieht daraus die Folgerungen. Besonders wertvoll wird das Buch durch Berücksichtigung aller neueren Erkenntnisse, z. B. Festraumrechnung, porenbildende Zusätze und Abhängigkeit des Wasseranspruchs vom Feinheitsmodul der Zuschlagstoffe. Auf 14 Seiten werden in übersichtlicher Form über 1000 verschiedene Mischungen angegeben. Unterteilt werden diese Tabellen nach Konsistenzstufen, Feinheitsmoduli der Zuschlagstoffe und Wasserzementwerte. In Abhängigkeit hiervon können die erforderlichen Stoffmengen an Zement, Sand, Kies, Wasser, Feinsand und Luft, sogar die Stoffkosten der Mischung je m³ Beton abgelesen werden. Für solche umfassenden Tabellen müssen selbstverständlich einige Annahmen getroffen werden; so wird z. B. vorausgesetzt, daß mit abnehmender Zementmenge innerhalb einer Gruppe in zunehmendem Maße Feinsand kleiner 0,15 mm zugesetzt wird, so daß der Wasseranspruch der Mischung annähernd gleich bleibt.

Im zweiten Teil des Buches werden verschiedene interessante Untersuchungen ausführlich beschrieben und die Resultate erläutert. Die Grundzüge der betontechnischen Betrachtungen stimmen mit neueren deutschen Schriften prinzipiell überein. Die in der Darstellung oft andersartigen Wege können für die hier üblichen Verfahren durchaus befruchtend sein.

F. Kluge, München.

Sattler, Prof. Dr.-Ing. Konrad, Berlin: Ein allgemeines Berechnungsverfahren für Tragwerke mit elastischem Verbund (Veröffentl. D. Stahlbau-Verband, H. 8). 53 S., Gr. 17 · 24,5 cm, mit 42 Abb. Köln: Stahlbau-Verlags-GmbH. 1955. Brosch. 6,— DM.

Elastischer Verbund kommt praktisch nur bei Verbundträgern mit dünner Betonplatte und hohem Stahlträger in Betracht. Bei derartigen Tragwerken sind verschiedene Rechnervereinfachungen zulässig, welche darauf hinzielen, die zeit- und ortsabhängigen Differentialgleichungen, deren Lösung nur in Sonderfällen gelingt, durch Elastizitätsgleichungen zu ersetzen, wie sie in der Stabstatik gebräuchlich sind.

Der Verfasser behandelt zunächst die genauen und genähernten Lösungen für den Einfeldbalken und für den Durchlaufträger über zwei gleichen Feldern. Daran schließen sich Näherungsverfahren für äußerlich statisch bestimmte und unbestimmte Tragwerke. An Hand der Ergebnisse verschiedener Zahlenbeispiele werden sodann wichtige Folgerungen für die praktische Anwendung des elastischen Verbundes gezogen.

Die vorliegende Schrift ist ein Geschenk Sattlers zum 70. Geburtstag seines Lehrers, Prof. K. Federhofer. Die Fachgenossen werden dem Verfasser dankbar sein für die straffe, übersichtliche und reichlich mit Bildern versehene Darstellung.

G. Worch, München.

Stüssi, Dr. sc. techn. Fritz, o. Prof. an der Eidgen. Techn. Hochschule Zürich: Contribuições para a Teoria e o Cálculo das Estruturas (= Escola Politécnica da Universidade de São Paulo). 154 S., Gr. 18,5 · 24 cm, mit 107 Abb. São Paulo 1955.

Das in portugiesischer Sprache gedruckte Buch gibt den Inhalt einer Vorlesungsreihe wieder, die Stüssi im Jahre 1954 an der Universität São Paulo gehalten hat. Es werden behandelt die numerische Lösung von Differenzgleichungen mit Hilfe des Seilpolygons, die Berechnung räumlicher Tragwerke, die Schwingungen von Stabwerken sowie die Knickung und Eigenschwingungen von Bogen.

Die Vorlesungen geben mancherlei Weiterentwicklungen der von Stüssi besonders gepflegten modernen Methoden der Baustatik. Kenner werden dem Buch viele wertvolle Anregungen entnehmen können.

F. Schleicher, Dortmund.

Knodel, Dr. Hans: Praktischer Bauholzschutz durch den Baufachmann. 48 S., Gr. DIN A 4, mit vielen Abb. Karlsruhe: Bruderverlag 1955. Geh. 6,— DM.

Das vorliegende, mit über 50 (davon 29 farbigen) Abbildungen versehene Heft ist als Einführung in den praktischen Holzschutz gedacht und beschränkt sich demgemäß absichtlich auf diejenigen Probleme, die sich dem Holzverarbeitenden Baufachmann im Zusammenhang mit seiner Tätigkeit häufiger stellen; für eingehendere Befassung mit den Holzschutzfragen sind 15 Literaturquellen angegeben. Diese vorliegende Schrift wird daher bei der praktischen Ausführung des Holzschutzes auch im Hochbau ein nützlicher Helfer sein. A. Troche, Hannover.

Henn, Dr.-Ing. Walter, o. Prof. f. Baukonstruktionen und Industriebau an der Techn. Hochschule Braunschweig: Bauten der Industrie. Band 1: Planung, Entwurf, Konstruktion. 240 S. Band 2: Ein internationaler Querschnitt. 304 S. Gr. 21 · 29,7 cm, mit vielen Abb. München: Verlag Georg D. W. Callwey 1955. Ganzl. 82,— DM.

„Der Industriebau wurde im Laufe der letzten Jahrzehnte zu einer der wichtigsten und umfangreichsten Bauaufgaben der Gegenwart. Er verlangt ein großes Maß von Spezialkenntnissen. Gerade bei den Aufgaben des Industriebaues ist eine sorgfältige, bis in die kleinsten Einzelheiten gehende Vorbereitung unerlässlich, wenn das neu errichtete Werk wirtschaftlich und außerdem architektonisch einwandfrei gestaltet sein soll. Das vorliegende Werk behandelt in umfassender und gründlicher Darstellung alle Probleme, die sich bei der Planung und bei dem Entwurf von Industrieanlagen ergeben.“

Nach einer kurzen Einführung wird im ersten Band die Planung und Gestaltung von Industriebauten dargestellt. Der zweite Teil des Bandes enthält ein Sachlexikon zur Ausführung von Industriebauten.

Der zweite Band gibt Beispiele zu den meisten Gruppen von Industriebauten. Bergwerksanlagen und Anlagen der eisenschaffenden Industrie, die ja häufig für das industrielle Gesicht einer ganzen Gegend bestimmend sind, sind allerdings in geringem Maße berücksichtigt, ebenso Bauten der chemischen Großindustrie und der Ölindustrie. Der zweite Band enthält auch eine Sammlung von konstruktiven Einzelheiten.

Die beiden Bände stellen eine äußerst wertvolle Materialsammlung dar. Das Werk wendet sich zwar in erster Linie an den Architekten, aber auch der Ingenieur dürfte aus ihm

viele und wertvolle Anregungen schöpfen können. Das verdienstvolle Buch wird deshalb sicherlich auch bei den Bauingenieuren die verdiente Verbreitung finden.

Daß bei den einzelnen Bauleistungen i. a. nur die gestaltenden Architekten erwähnt sind, wird den Leistungen der beteiligten Ingenieure und der ausführenden Firmen m. E. nicht ausreichend gerecht. Dies gilt vor allem bei den Sonderbauweisen. Erwünscht wäre es auch, wenn bei einer Neuauflage die Baujahre angegeben würden, damit die mit der Entwicklung der Bauweisen zusammenhängenden Fragen noch besser verfolgt werden können.

F. Schleicher, Dortmund.

Koch, Dipl.-Ing. Werner, Reg.-Baumeister a. D., Staatl. Baurat an der Staatl. Ingenieurschule für Bauwesen, Höxter: Brückenbau. Holz-, Massiv- und Stahlvollwand-Balkenbrücken. Teil 1: Planung der Brücken, Lastannahmen, Massivbrücken (= Teubners Fachbücher für Hoch- und Tiefbau). 330 S., Gr. DIN C 5, mit 306 Abb. u. 52 Tafeln. Stuttgart: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft 1955. Hlbn. 26,80 DM, kart. 24,40 DM.

Das vorliegende Buch, das in seinem zweiten Teil die Abschnitte Holzbrücken und Stahlbrücken enthalten wird, ist für die Studierenden an den Ing.-Schulen für Bauwesen bestimmt. Demgemäß liegt der Schwerpunkt auf der Darstellung der Entwurfspraxis. Die Theorie wird nur im Rahmen der an den Ing.-Schulen gegebenen Voraussetzungen erörtert. Um so eingehender sind die in Vorschriften und Normen festgehaltenen baulichen Grundsätze und Berechnungsgrundlagen dargestellt und erläutert. Der Abschnitt A über die Planung der Brücken befaßt sich hauptsächlich mit den Entwurfsgrundlagen. In Abschnitt B sind die Lastannahmen eingehend und vollständig behandelt. Der Abschnitt C über Massivbrücken umfaßt den größten Teil des ersten Bandes. Nach Angaben über Baustoffe, Abdichtung, Entwässerung und Fahrbahnausbildung werden die Massivbrücken, nach dem statischen System gegliedert, an Hand typischer Beispiele in ihrer konstruktiven Ausbildung einschließlich der Baugerüste eingehend beschrieben.

Über den Kreis der Ing.-Schulen hinaus wird das Werk allen, die mit dem Entwurf von Brückenbauten befaßt sind, eine willkommene Hilfe sein.

P. Stein, Aachen.

Martin, Francisco José San, Eng. da Div. de Est. e Projetos do Daer: Método de Leonhardt. Para o Cálculo de Tabuleiros de Pontes como Grelha (= Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem. Separate do Boletim do Daer 16 (1953) No. 58). In portugiesischer Sprache. 44 S., Gr. 19 · 27 cm, mit 41 Abb. u. 11 Tafeln. Porto Alegre: Oficinas Gráficas da Livraria do Globo S.A. 1953. Geheftet.

Urban, Dr.-Ing. Joachim, Dresden: Bemessung nicht ausgesteifter Umfassungswände. V., 67 S., Gr. 16,5 · 22,5 cm, mit 15 Abb. u. 51 Diagrammen. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft 1955. Geb. 10,90 DM.

Vorträge auf der 52. Hauptversammlung am 27. und 28. April 1955 in Hamburg. Herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein e. V., Wiesbaden. 370 S., Gr. DIN A 5, mit vielen Abb.

Verschiedenes

Paul Ostmann 80 Jahre

P. Ostmann ist ein Stück Geschichte der unteren Oder und der märkischen Wasserstraßen. Weithin kennt und schätzt man ihn als Fachmann, der mit großer Sachkenntnis und vorbildlichem Fleiß den Dingen auf den Grund ging. Die Jüngeren beriet er und half ihnen über manche Schwierigkeiten hinweg. Er konnte sehr genau sein, hatte aber Verständnis für menschliche Unvollkommenheit und griff gern zu, wenn es galt, einen Fehler wieder gutzumachen. Verantwortungsfreudig setzte er sich für das ein, was er für richtig erkannte, auch wenn er dadurch seinen Vorgesetzten bisweilen unbequem wurde. Wir, die wir mit ihm zu tun hatten, denken geru an jene Zeiten zurück. Wir danken es ihm, daß er dem Dienste durch menschliche Wärme und Anteilnahme Seele gab.

P. Ostmann wurde am 20. 11. 1875 in Schloßrippach geboren. Er besuchte im nahen Weimar das humanistische Gymnasium, studierte 1896 bis 1900 auf der Techn. Hochschule zu Berlin. 1904 bestand er die zweite Staatsprüfung und wurde kurz darauf in den Dienst der Preussischen Wasserbauverwaltung einberufen. Die ersten Jahre führten ihn nach Brandenburg und Potsdam. Dann wurde er Vorstand des Wasserstraßen-Neubauamtes Greifenhagen a. d. Oder. Von 1912 bis

1921 leitete er diese Dienststelle. Hier, beim Ausbau der unteren Oder von Nipperwiese bis zum Dammschen See eröffnete sich ihm ein weites Feld.

Am 1. 4. 1921 kam O. an die Wasserstraßendirektion Potsdam, die später nach Berlin verlegt wurde. 1922 ist er zum Oberregierungs- und Oberbaurat ernannt worden. Er betreute die Neubauten am Ihle-Plauer Kanal, am Oder-Spree-Kanal und am Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin, war Vorsitzender des Staubeirates für das Spreegebiet, Sachberater im Märkischen Wasserstraßenbeirat und ständiger Bearbeiter für den Haushaltsplan der Märkischen Wasserstraßen. Als ihm während des „Dritten Reiches“ zu sehr in seine Geschäfte hineingeredet wurde, ließ er sich am 31. 12. 1937 in den Ruhestand versetzen. Ruhen aber wollte und konnte er nicht. Bald fand man ihn als beratenden und als Prüflingenieur für Baustatik. Nach dem Zusammenbruch stellte er sein reiches Wissen und seine große Bauerfahrung dem Nachwuchs zur Verfügung. Von 1945 bis 1949 lehrte er an den Berliner vereinigten Bauschulen und vom 1. 4. 1948 bis zum Herbst 1951 an der Techn. Universität Berlin-Charlottenburg. Viele wertvolle Beiträge in den verschiedenen Fachzeitschriften übermittelten uns Ausschnitte aus seinen Erfahrungen und Erkenntnissen.

Seine treue Lebensgefährtin umsorgt ihn. Mit reger Teilnahme verfolgt er, was sich im Kreise der Freunde, der Gewässer und der Fachgenossen zuträgt. Möge er uns noch recht lange und gesund erhalten bleiben! Wir erwarten von ihm noch manchen guten Rat und wertvollen Hinweis. [Anschrift: Berlin-Charlottenburg, Neue Kantstraße 5].

Friedrich Sievers, Berlin.

Fritz Polensky 80 Jahre alt

Am 1. 1. 1956 begeht Herr Rgbmstr. a. D. Dr.-Ing. E. h. Fritz Polensky, persönlich haftender Gesellschafter der Bauunternehmung Polensky & Zöllner, in Nohn/Eifel über Adenau Land seinen 80. Geburtstag. Am 1. 1. 1876 in Driesen/Neumark als jüngster Sohn von Gustav P. geboren, trat er nach dem Studium des Bauingenieurwesens in den Dienst der Preußisch-Hessischen Eisenbahnverwaltung, in der er nach Ablegung der zweiten Staatsprüfung noch eine Reihe von Jahren tätig war. 1912 trat er in die Bauunternehmung P. & Z. ein und übernahm den Bereich Schlesien, wo unter seiner Leitung eine große Anzahl von Bauaufträgen auf dem Gebiet des Eisenbahnneubaues durchgeführt wurde.



Nach dem ersten Weltkrieg siedelte er in seine Wahlheimat Köln über. Von hier aus erschloß er seiner Firma das westliche Deutschland. Das Vertrauen seiner Berufskollegen berief ihn bereits 1922 in das Ehrenamt des Vorsitzenden der Kölner Bezirksgruppe des Reichverbandes des Deutschen Tiefbaugewerbes und anschließend der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, das er 17 Jahre innehatte. Er vertrat die Belange der Bauindustrie auch als langjähriges Mitglied der Industrie- und Handelskammer Köln. Auch in anderen Berufsorganisationen hat er Jahrzehnte hindurch mitgewirkt.

Seine beruflichen Leistungen fanden Anerkennung durch die Ernennung zum Dr.-Ing. E. h. der Techn. Hochschule Darmstadt, auf der er studiert hat und mit welcher er bis zum heutigen Tage noch eng verbunden ist. Für P. ist es eine besondere Genugtuung, daß seine Unternehmung nach allem Schweren, was sie infolge des Kriegsendes durchmachen mußte, ihren alten Platz in der Bauindustrie behaupten konnte.

Sein vornehmer Charakter, sein liebenswürdiges und frohes Wesen sowie seine Hilfsbereitschaft haben ihm eine große Anzahl von Freunden geschenkt, die an seinem 80. Geburtstag in Liebe und Verbundenheit an ihn denken und ihm alles Glück für seinen weiteren Lebensabend wünschen.

Karl Beger 70 Jahre alt

Am 22. 10. 1955 beging der Direktor des Instituts für Fluß- und Seebau und des Hubert-Engels-Laboratoriums an der Techn. Hochschule Dresden, Prof. Dr.-Ing. Karl Beger, seinen 70. Geburtstag.

B. wurde in Pirna/Elbe als Sproß einer Kaufmannsfamilie geboren. Nach einem Studium an der TH Dresden legte er 1911 die Diplom-Hauptprüfung als Bauingenieur an der TH Danzig ab. Die Ausbildung als Regierungsbauführer bei der Preußischen Wasserbauverwaltung brachte B. in Berührung mit dem Flußbau, vor allem mit den schwierigen Verhältnissen im Mündungsgebiet der Weichsel. Nach Rückkehr aus dem 1. Weltkrieg, an dem er von Anfang bis Ende teilnahm, übernahm B. nach dem Ausscheiden aus dem Staatsdienst im Angestelltenverhältnis die Leitung des Techn. Entwurfsbüros beim Hafenbauamt Danzig-Neufahrwasser.

Um auch die theoretisch-wissenschaftliche Seite des Bauingenieurberufes nicht zu vernachlässigen, ging B. 1919 als Assistent an das Laboratorium für Fluß- und Grundbau der TH Breslau. Die dort geleistete wissenschaftliche, experimentelle und forschende Tätigkeit fand ihren Niederschlag in zahlreichen Veröffentlichungen und in der Doktordissertation (1922) „Versuche über die Durchlässigkeit von Sanden“.

Diese Tätigkeit wurde noch einmal unterbrochen durch Ausüben der Oberbauleitung für das Radaune-Flußkraftwerk der Stadt Danzig 1923 bis 1927. Im Oktober 1927 erfolgte die Berufung an die TH Breslau als Inhaber des Lehrstuhls für Grund- und Wasserbau und als Leiter des Laboratoriums für Fluß- und Grundbau.

Das Ende des 2. Weltkrieges führte B. wieder in seine engere Heimat zurück, wo er nach einer Tätigkeit an maßgebender Stelle für die Überführung der damaligen Sächsischen Straßen- und Wasserbauverwaltung in die neuen Verhältnisse im Oktober 1948 den Ruf an die TH Dresden erhielt als Direktor des Instituts für Fluß- und Seebau und des Hubert-Engels-Laboratoriums. Hier hat er mit unermüdlichem Fleiß und unter Einsatz seiner vielseitigen Kenntnisse und Erfahrungen den Lehrbetrieb und die Forschungsarbeit im Laboratorium wieder muster-gültig aufgebaut und zu einer vielseitigen Entfaltung gebracht.

Die Wirkungsweite von B. geht aber über den Rahmen der Techn. Hochschule weit hinaus, was durch die Berufung in zahlreiche technisch-wissenschaftliche Räte, Kommissionen usw. und in der tätigen Mitarbeit in diesen Institutionen zum Ausdruck kommt.

Der Jubilar konnte seinen Ehrentag an der Stätte seines Wirkens im Kreis zahlreicher Fachkollegen und getragen von der Verehrung seiner Schüler in würdiger Weise begehen, wobei besonders seines unermüdlichen und ungebrochenen Schaffenseifers und seiner vielfältigen Verdienste gedacht wurde. Wir wünschen dem Jubilar, daß es ihm noch recht lange vergönnt sein möge, seine segensreiche Tätigkeit zum Nutzen der Fachwelt und zum Segen für den Ingenieurnachwuchs auszuüben.

Dr.-Ing. Gerstenberger, Dresden-Weißer Hirsch.

F. Mühlradt 60 Jahre alt

Am 17. November 1955 vollendete Hafenbaudirektor Dr.-Ing. E. h. Mühlradt das 60. Lebensjahr. Sein beruflicher Werdegang und seine besonderen Verdienste um den Wiederaufbau des Hafens Hamburg sind anlässlich seiner Ernennung zum Dr.-Ing. ehrenhalber der Techn. Hochschule Hannover im Bauingenieur 29 (1954) S. 362 eingehend gewürdigt worden.

Der große Kreis seiner Freunde und Mitarbeiter beglückwünscht M. herzlich beim Eintritt in das 7. Jahrzehnt. Mögen ihm noch viele glückliche Jahre und weitere Erfolge in seiner beruflichen Tätigkeit beschieden sein.

Prof. G. Franz

Herr Dr.-Ing. Gotthard Franz, bisher Obergeringenieur und Abteilungsleiter im Konstruktionsbüro „Ingenieurbau“ im Stammhaus der Firma Wavss & Freytag AG., Frankfurt/M., wurde zum ordentlichen Professor für Beton- und Stahlbetonbau an der Technischen Hochschule Karlsruhe ernannt. Prof. Franz hat seinen Dienst am 2. 11. 1955 aufgenommen.

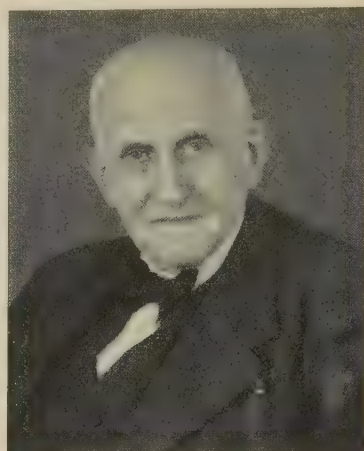
125-Jahrfeier der Technischen Hochschule Hannover

Die Technische Hochschule Hannover feiert vom 28. 6. bis 1. 7. 1956 ihr 125jähriges Bestehen. Alle ehemaligen Schüler sowie die Freunde der Hochschule werden schon jetzt gebeten, ihre Anschrift zu senden an:

Technische Hochschule Hannover,
Hannover, Am Welfengarten 1 A.

Schwan-Bleistift-Fabrik Nürnberg

Die Schwan-Bleistift-Fabrik in Nürnberg, bekannt durch die Stifte mit dem Schwan-Zeichen, feierte ihr 100jähriges Firmenjubiläum. Sie ist durch die Markenstifte STABILO, OTHELLO und SWANO und durch besondere Erfindungen bekannt geworden. Schwan hat sich zur Fortentwicklung des Bleistifts, besonders durch die Erfindung des farbigen Kopierstifts (1875) und durch die des modernen Dünnkernfarbstifts (1925) einen Namen gemacht.



Anstrich von Stahlbauwerken

Richtlinien

DIN
55 928

Einsprüche bis 31. März 1956

Dieser Norm-Entwurf wird der Öffentlichkeit zur Stellungnahme vorgelegt.

Da der Inhalt sich noch in wesentlichen Teilen ändern kann, bitten wir, sich noch nicht auf die Arbeit nach diesem Entwurf einzustellen, sondern die endgültige Fassung des Normblattes abzuwarten.

Einsprüche und Änderungsvorschläge (möglichst zweifach) zu diesem Norm-Entwurf werden erbeten an Fachnormenausschuß Anstrichstoffe (FNA) im DNA, Berlin W 15, Uhlandstr. 175.

Deutscher Normenausschuß.

Inhalt

- 1 Zweck und Anwendung
- 2 Voraussetzungen für einen einwandfreien Schutzanstrich
- 3 Anstrichtechnisch zweckmäßige Konstruktion
- 4 Vorbereitung des Untergrundes
 - 4.1 Allgemeines
 - 4.2 Die verschiedenen Entrostungsverfahren
 - 4.21 Hand-Entrostung
 - 4.22 Entrostung durch mechanische Vorrichtungen
 - 4.23 Sandstrahl-Entrostung
 - 4.24 Entrostung mit Stahlkies
 - 4.25 Flammstrahl-Entrostung
 - 4.26 Behandlung besonderer Rostherde
 - 4.3 Reinigung und Schutz entrosteter Teile
- 5 Anstrich
 - 5.1 Anstrichfarben
 - 5.2 Ausführung der Anstricharbeiten
 - 5.21 Witterung bei Ausführung von Anstrichen
 - 5.22 Allgemeines über Anstrichaufbau
 - 5.221 Grundanstrich
 - 5.222 Weitere Anstriche auf dem Grundanstrich
 - 5.3 Besondere Arbeiten
 - 5.4 Anstriche von Stahlbauwerken, die außergewöhnlichen Beanspruchungen ausgesetzt sind
- 6 Beobachtung und Unterhaltung der Anstriche

1 Zweck und Anwendung

Für den Schutz von Stahlbauwerken ist die Auswertung langjähriger Erfahrungen auf diesem Gebiet von hohem Wert. Die vorliegenden Richtlinien haben den Zweck, in kurzen Hinweisen den am Anstrich von Stahlbauwerken Interessierten einen Überblick zu verschaffen, welche Gesichtspunkte zur Erzielung eines einwandfreien Schutzanstriches zu beachten sind.

Unter „Stahlbauwerken“ werden hier Stahlbauwerke ganz allgemein sowie deren Einzelteile verstanden, wobei solche aus Gußeisen mit einbezogen sind.

Für die Vorbehandlung und den Anstrich verzinkter Teile gelten besondere Gesichtspunkte (Richtlinien in Vorbereitung).

Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, die Entrostungs- und Anstricharbeiten überwachen und abnehmen zu lassen.

Bei allen Arbeiten sind die einschlägigen Unfallverhütungschriften zu beachten.

2 Voraussetzungen für einen einwandfreien Schutzanstrich

Um einen wirksamen und dauerhaften Rostschutzanstrich zu erzielen, sind neben der richtigen Vorbereitung des Untergrundes vor allem notwendig: Richtige Auswahl der Anstrichfarben, fachgemäße Ausführung des Anstriches und nicht zuletzt die anstrichtechnisch zweckmäßige Konstruktion des Bauwerks; dabei sind die während des Anstreichens und später im Betrieb auftretenden Beanspruchungen und besonders auch die Witterungsverhältnisse zu berücksichtigen. Für den Anstrich von Bauwerken, die außergewöhnlichen chemischen Beanspruchungen ausgesetzt sind, gelten dabei besondere Gesichtspunkte. (Vgl. hierzu die Abschnitte 4 bis 6).

Unsachgemäße Arbeit, eigenmächtiges Verändern der Anstrichfarben (siehe hierzu Abschnitt 5.1), Nichtbeachten ungünstiger Witterungseinflüsse (siehe hierzu Abschnitt 5.21) usw. können dazu führen, daß der Anstrich in kürzester Zeit völlig unbrauchbar wird. Wertvolle Rohstoffe und kostbare Arbeitszeit werden dadurch vergeudet.

3 Anstrichtechnisch zweckmäßige Konstruktion

Große Schwierigkeiten bereiten bei der Entrostung und auch bei der Aufbringung des Anstriches alle Vertiefungen, Ecken, Kanten, Winkel, Absätze usw. Daher sollten schon bei der Konstruktion von Stahlbauwerken angestrebt werden:

a) Möglichst glatte Anstrichflächen (z. B. Vermeidung von scharfem Grat).

b) Vermeidung von Vertiefungen, in denen sich Wasser ansammeln kann. Gegebenenfalls sind Abflußlöcher anzubringen, die sich im Laufe der Zeit möglichst nicht zusetzen können. Diese Löcher dürfen keine scharfen Ränder haben, die zum Aufreißen des Anstriches und damit zur Unterrostung führen können. Gegebenenfalls muß in das Abflußloch ein Rohr eingeschweißt werden, damit das ablaufende Wasser von den darunterliegenden Anstrichflächen ferngehalten wird.

c) Zugänglichkeit der Anstrichflächen und Möglichkeit der Anbringung von Arbeitsgerüsten.

d) Sofern erforderlich, ist für den Anstrich der Berührungsflächen (Überdeckungsflächen) der zu vernietenden oder zu verschweißenden Teile eine bleifreie Anstrichfarbe zu verwenden.

4 Vorbereitung des Untergrundes

4.1 Allgemeines

Voraussetzung für einen haltbaren Schutzanstrich ist in hohem Maße die sorgfältige und sachgemäße Vorbereitung des Untergrundes.

Die anzustreichenden Flächen sind von allen Stoffen, die auf den Anstrich zersetzend wirken oder seine Haftung am Untergrund beeinträchtigen, zu befreien und zu reinigen, unter anderem von anhaftendem Schmutz, Staub, Ruß und besonders Rost. Alte Anstrichteile und Verkittungen, die lose, blättrig oder rissig sind oder unter denen Rost vermutet wird, sind restlos zu entfernen. Ebenfalls sind unsachgemäße oder mit ungeeigneten Anstrichfarben ausgeführte Grundanstriche zu entfernen, z. B. Teer und Bitumen enthaltende Grundanstriche, wenn die weiteren Anstriche hiermit nicht verträglich sind (z. B. öl- oder kunstharzhaltige Anstrichfarben).

Bei neuen Bauwerken ist die Walzhaut (Zunder) vor dem Anstrich zu entfernen. Gegebenenfalls läßt man die Walzhaut herunterrosten („Abwitterung“). Rost ist bis auf den metallischen Untergrund zu entfernen.

Bei alten Bauwerken ist je nach dem Zustand des alten Anstriches und dem vorhandenen Rostgrad zu entscheiden, wie der Untergrund vorzubehandeln ist:

a) Der alte Anstrich ist an der Oberfläche verwittert, ohne daß Rosterscheinungen feststellbar sind:

In diesem Fall ist nur die letzte Anstrichschicht zu entfernen und ein neuer Schlußanstrich aufzubringen. Um eine genügende Bindung des Schlußanstriches mit dem Untergrund zu schaffen, ist der Untergrund in geeigneter Weise anzurauen oder anzulösen. Das Lösungsmittel muß auf den Anstrich abgestimmt sein.

Es empfiehlt sich, diese Erneuerung des Anstriches rechtzeitig auszuführen, bevor die weitere Zerstörung des Anstriches eine vollständige Entrostung und einen vollständig neuen Anstrich erforderlich machen.

b) Der alte Anstrich ist noch ganz oder teilweise erhalten, vereinzelt sind Roststellen vorhanden.

Festhaftender alter Anstrich darf sitzenbleiben; er ist von Staub, Schmutz, Ruß und dgl. sorgfältig zu reinigen und in geeigneter Weise anzurauen. Die Roststellen müssen bis auf den metallischen Untergrund gereinigt werden.

c) Die Flächen sind überwiegend verrostet (Rostgrad 3 oder mehr nach DIN 53 210):

Rost und alte Anstrichreste müssen bis auf den metallischen Grund entfernt werden.

Nach Vereinbarung kann zugelassen werden, daß ein Schimmer des alten Grundanstriches auf dem metallischen Untergrund verbleibt.

Nach mehrfacher Ausbesserung kann die Anstrichschicht so dick geworden sein, daß sich ein weiteres Überstreichen des

alten Anstrichs schädlich auswirken kann (Auftreten hoher Spannungen im Anstrich). In diesen Fällen ist zu prüfen, ob eine Entfernung des gesamten alten Anstriches zweckmäßig ist.

4.2 Die verschiedenen Entrostungsverfahren

Der Zustand des alten Anstriches und der vorhandene Rostgrad sind bestimmend für die Anwendung der nachfolgenden genannten Entrostungs- und Reinigungsverfahren. Weiterhin sind hierfür bestimmend die Zugänglichkeit der Anstrichflächen, ferner eine etwaige Feuer- und Explosionsgefahr durch Funkenbildung, usw. Gegebenenfalls sind die angegebenen Verfahren in Kombination miteinander anzuwenden.

4.21 Hand-Entrostung

Für die Hand-Entrostung werden folgende Geräte verwendet: Handhammer, Pickhammer, Meißel, Spachtel, Schaber, Drahtbürste, gegebenenfalls auch Spezialwerkzeuge. Auf die Entfernung des häufig sehr festsitzenden harten Rostes, der sich vielfach erst durch mehrere Hammerschläge entfernen läßt, ist besonders zu achten. Die Bauwerksteile dürfen hierbei nicht beschädigt werden, insbesondere dürfen schwache Bauwerksteile nicht verformt werden.

4.22 Entrostung durch mechanische Vorrichtungen

Für das mechanische Entrosten werden mechanische Schlaghämmer oder rotierende, nicht zu harte Drahtbürsten, Drahtschläger und Schaber verwendet. Schlagwerke, die zu Beschädigungen von Bauwerksteilen führen können, und meißelartig wirkende Werkzeuge sind möglichst zu vermeiden. Soweit einspringende Ecken und Winkel von mechanischen Werkzeugen nicht genügend erfaßt werden können, ist das mechanische Entrosten durch Hand-Entrostung nach Abschnitt 4.21 zu ergänzen.

4.23 Sandstrahl-Entrostung

Hierunter wird die Entrostung durch Abblasen mit Quarzsand verstanden. Ton- und salzhaltiger Sand ist ungeeignet. Die Wirkung der Entrostung ist von der Korngröße und vom Luftdruck abhängig. Besonders harte Rost- und Walzhaut-(Zunder-)stellen sind nötigenfalls vorher durch Hand-Entrostung nach Abschnitt 4.21 zu bearbeiten.

Das Sandstrahl-Entrosten ist nur dort zulässig, wo jede Verunreinigung von Maschinen und empfindlichen Apparaten durch Umherspritzen von Sand ausgeschlossen ist. Bereits gestrichene Flächen dürfen hierdurch nicht beeinträchtigt werden.

4.24 Entrostung mit Stahlkies

In Sonderfällen, in denen Staubeentwicklung verhindert werden muß, kann es zweckmäßig sein, beim Verfahren nach Abschnitt 4.23 an Stelle von Quarzsand Stahlkies zu verwenden. Auch in geschlossenen, nicht zu großen Räumen (z. B. in Rohrleitungen) sowie bei stationären Sandstrahl- und „Sandfunk“-Anlagen wird Stahlkies verwendet. Der Stahlkies muß stets trocken angewendet werden; er soll nicht wesentlich härter als der zu behandelnde Werkstoff sein.

4.25 Flammstrahl-Entrostung

Bei Flammstrahl-Entrostung wird der Rost unter Verwendung von Brenngeräten entfernt. Durch das Flammstrahlen gelockerter Rost ist mit Drahtbürste (nach Möglichkeit mit rotierenden Bürsten) möglichst vollständig zu entfernen. Das Flammstrahlen und die nachfolgende Reinigung sind nötigenfalls zu wiederholen, bis aller Rost entfernt und dies durch gründliches Abklopfen nachgewiesen ist. Nach der Reinigung erscheint der Untergrund blaugrau. Der Grundanstrich wird zweckmäßig auf den noch warmen Untergrund aufgebracht. Bei Flammstrahl-Entrostung dünnwandiger Profile sind besondere Überlegungen notwendig (Änderung der Festigkeit, Gefahr der Verformung).

4.26 Behandlung besonderer Rostherde

Schwer zugängliche Ecken und Kanten, enge Zwischenräume und nur um Knotenblechdicke voneinander entfernte Bauwerksteile und alle sonstigen Stellen, an denen Metallflächen so nahe an Metall-, an Mauer- oder Betonflächen liegen, daß sie schwer zu streichen sind und sich dauernde Rostherde bilden können, sind sorgfältig mit geeigneten Werkzeugen von Rost zu befreien. Die hierdurch freigelegten Vertiefungen, Spalten usw. sind nochmals sorgfältig auszukehren und mit einem mit den nachfolgenden Anstrichen verträglichen Kitt auszufüllen.

4.3 Reinigung und Schutz entrosteter Teile

Sofort nach dem Entrosten sind alle entrosteten Teile sorgfältig abzubürsten und abzustauben, jedoch erst, wenn weiterer Rost bzw. Sand nicht mehr anfällt. Der erste Anstrich ist unmittelbar anschließend, möglichst am Tage der Entrostung, nach Abschnitt 5 aufzubringen.

5 Anstrich

5.1 Anstrichfarben

Die Anstrichfarben sind dem Verwendungszweck entsprechend auf Grund vorliegender Erfahrungen auszuwählen und sollen so verwendet werden, wie es der Hersteller für den ihm genannten Zweck vorschreibt. Beimischungen und Zusätze jeder Art sind nicht zulässig, Zusätze zur Einstellung der Streichbarkeit und der Trocknungsgeschwindigkeit dürfen nur im Einverständnis mit dem Hersteller und dem Auftraggeber verwendet werden. Werden die Anstrichfarben vom Auftraggeber selbst zur Verfügung gestellt, so hat der Ausführende dafür zu sorgen, daß die ihm übergebenen Anstrichfarben vorschriftsmäßig verwendet werden. Werden die Anstrichfarben dagegen vom Ausführenden geliefert, so ist dieser für deren einwandfreie Beschaffenheit verantwortlich.

Alte, noch gut erhaltene und festsitzende Anstriche (siehe Abschnitt 4.1 a und 4.1 b) können im allgemeinen mit neuen Anstrichfarben überstrichen werden, ohne daß sich hierbei Anstände ergeben; ausgenommen hiervon sind Anstriche auf Bitumen- oder Teerpedgrundlage, bei denen mit einem Durchschlagen gerechnet werden muß.

Vor der Entnahme in die kleinen Gebrauchsbehälter (Topf, Eimer oder dergleichen) ist die Anstrichfarbe in den Liefergebinden bis auf den Boden sorgfältig aufzurühren, damit sie in der richtigen Zusammensetzung entnommen wird. Auch im Gebrauchsbehälter ist die Anstrichfarbe gegebenenfalls während der Arbeit umzurühren.

5.2 Ausführung der Anstricharbeiten

5.21 Witterung bei Ausführung von Anstrichen

Bei der Ausführung von Anstrichen im Freien ist trockene Witterung Voraussetzung nicht nur beim Anstreichen selbst, sondern auch während der Trockenzeit des Anstriches.

Anmerkung: Anstriche, die bei einer mittleren Temperatur von weniger als +5° C ausgeführt werden, können den zu stellenden Anforderungen vielfach nicht genügen. Bei tieferen Temperaturen besteht die Gefahr, daß die Anstrichfarbe auf dem kalten Untergrund nicht richtig ausgestrichen und in zu dicker Schicht aufgetragen wird (Runzelbildung, ungenügende Durchtrocknung, Ablaufgefahr bei Temperaturanstieg).

Nach Regen, Nebel, Frost und Kondenswasserbildung dürfen die Anstricharbeiten erst dann aufgenommen oder fortgesetzt werden, wenn die zu streichenden Flächen vollständig abgetrocknet sind, künstliche Trocknung ist zulässig (zur Verhütung von Kondenswasserbildung darf z. B. bei einer Temperatur von +5° C die relative Luftfeuchte nicht größer als 80 % sein).

Es wird empfohlen, Anstricharbeiten in der Regel nicht bei Temperaturen der Luft oder des Untergrundes von über +50° C auszuführen, insbesondere möglichst nicht im prallen Sonnenschein, namentlich an heißen Tagen.

Bei Auftreten von stark angreifenden Gasen oder staubförmigen Stoffen sind Anstricharbeiten nicht auszuführen, abzubauen oder nach Möglichkeit Schutzmaßnahmen zu ergreifen.

Wo aus betrieblichen Gründen unter derartigen Bedingungen ein Anstrich ausgeführt werden muß, sind dafür eingestellte Sonderanstrichmittel zu verwenden.

5.22 Allgemeines über Anstrichaufbau

Der Anstrich soll in der Regel in vier Schichten (davon zwei mit Grundanstrichfarbe), ausnahmsweise in drei Schichten, aufgetragen werden, damit eine ausreichende Schichtdicke des gesamten Schutzanstriches erreicht wird.

Anmerkung: Das gesamte Anstrichsystem soll als üblicher Witterungsschutz bei Aufbau in vier Schichten eine Gesamtschichtdicke von 100 µ nicht unterschreiten. Die Schichtdicke der einzelnen Anstriche soll so gewählt werden, daß hierdurch eine möglichst gute und gleichmäßige Abdeckung der unteren Schicht erzielt wird, ohne daß es dabei zu Läufer-(Nasen-)Bildung kommt. Genaue Zahlen lassen sich bei der Unterschiedlichkeit der Anstrichfarben nicht angeben.

Zur Unterscheidung der einzelnen Anstrichschichten sollen diese unterschiedliche Farbtönung haben.

Der vorhergehende Anstrich muß trocken sein, bevor der folgende aufgebracht wird, jedoch darf der Zeitraum zwischen den einzelnen Anstrichen nicht zu lang sein, damit sich der nachfolgende Anstrich gut auf dem vorhergehenden verankern kann (siehe die Verarbeitungsvorschriften des Lieferers).

Besonders sorgfältig sind alle scharfen Profilkanten, vorspringenden Ecken, Niete usw. zu behandeln, an denen der Schutzanstrich erfahrungsgemäß besonders gefährdet ist, weil die Anstrichschicht an diesen Stellen dünner als auf ebenen

Flächen ist. Daher ist die Anwendung eines Niet- und Kantenschutz durch einen zusätzlichen, besonders dick eingestellten, nicht ablaufenden Grundanstrich („Kantenschutz“) zu empfehlen, bei körperarmen, mehrschichtigen Anstrichen auch durch einen ebenso eingestellten Schlußanstrich. Die schwer zugänglichen Ecken, Winkel und Zwischenräume sind mit besonders geformten Pinseln zu streichen.

5.221 Grundanstrich

Es ist zweckmäßig, die Stahlbauteile ungestrichen anzuliefern (siehe Abschnitt 4.1) und dann nach Entrostung den Anstrichaufbau mit Anstrichfarben von einem Hersteller durch eine Anstrichfirma ausführen zu lassen. Im Hinblick auf die Gewährleistungspflicht ist es ratsam, auch das Entrosten von derselben Firma ausführen zu lassen.

Wenn der erste Anstrich (Montageanstrich) von der Stahlbau firma im Werk aufgebracht wird, muß er als Grundanstrich brauchbar und mit dem Auftraggeber im Hinblick auf die später aufzubringenden Anstriche abgestimmt sein. Ein als Grundanstrich nicht brauchbarer 1. Anstrich muß vor weiteren Anstrichen wieder entfernt werden.

Vor dem Auftragen des Grundanstrichs auf den nach Abschnitt 4 vorbehandelten Untergrund oder vor dessen Ausbesserung ist zunächst zu prüfen, ob inzwischen erneutes Verrosten eingetreten ist. In diesem Fall ist der Untergrund mit der Drahtbürste zu reinigen und abzustauben.

Alle Anstriche müssen auf trockenen, fettfreien und sauberen Untergrund aufgebracht werden.

Grundanstriche sollen nur mit dem Ringpinsel aufgebracht werden (Streichverfahren).

Dabei ist darauf zu achten, daß die Anstrichfarbe in die Oberfläche möglichst hineingerieben und gut verschlichtet wird.

Bei Stahlbauwerken kommt dem Grundanstrich insofern eine besondere Bedeutung zu, als er neben den üblichen Aufgaben auch eine passivierende Wirkung auf die metallische Oberfläche ausüben soll. Da Grundanstriche im allgemeinen nicht wetterbeständig sind, sollen nach erfolgter Trocknung baldigst die weiteren Anstriche vorgenommen werden.

5.222 Weitere Anstriche auf dem Grundanstrich

Vor dem Aufbringen weiterer Anstriche sind die zu streichenden Flächen gründlich zu säubern.

Die auf den Grundanstrich folgenden Anstriche sind in einer gleichmäßigen Schicht aufzubringen.

Für die auf den Grundanstrich folgenden Anstriche ist auch die Anwendung des Spritzverfahrens nach Vereinbarung zulässig. Dabei ist darauf zu achten, daß der Anstrich an keiner Stelle so dick aufgetragen wird, daß er abläuft. Besonders schwer zugängliche Stellen sind auch hier mit entsprechenden Pinseln zu streichen.

5.3 Besondere Arbeiten

In allen zwischen den Bauwerksteilen bleibenden Zwischenräumen, in denen sich Wasser sammeln kann, muß besonders sorgfältig angestrichen werden. Sofern nicht durch Löcher für Wasserabfluß gesorgt ist, sind kleinere Hohlräume mit geeignetem Kitt auszufüllen und diese Stellen anschließend zu überstreichen. Bei nachfolgenden Anstrichen auf Bitumen- oder Teerpechgrundlage ist ein Ausgießen mit heißem geschmolzenem Bitumen oder Teerpech zweckmäßig.

Die Stahlflächen, die mit Beton, Mörtel oder Mauerwerk in Berührung kommen, dürfen weder geölt noch mit den üblichen Rostschutzfarben gestrichen werden, sie sind vielmehr vor dem Einmauern sauber von Rost und Öl zu reinigen und mit Zementmilch zu streichen. Stahlbauteile, die mit Erdboden, Kohle, Chemikalien usw. in Berührung kommen, sind zunächst gründlich zu reinigen, dann mit einem geeigneten Anstrichmittel auf Teerpech- oder Bitumen-Grundlage mehrmals zu behandeln.

5.4 Anstriche von Stahlbauwerken, die außergewöhnlichen Beanspruchungen ausgesetzt sind

Derartige Beanspruchungen kommen u. a. vor in:

- a) Chemischen Betrieben, Schwelereien, Kokereien, Gaswerken, Beizanlagen, Zellstoffwerken, Papierfabriken, Gerbereien, Brauereien, Molkereien usw.,
- b) an Bauwerksteilen mit ständiger Wasserbenetzung wie Wasserbehältern, Kühltürmen, unterkühlten Rohrleitungen, Innenflächen von Gasbehältern, im Erdboden verlegten Rohrleitungen, Bauteilen im See (Meeres-)Klima usw.,
- c) an Bauwerksteilen mit außergewöhnlichen thermischen Beanspruchungen.

Für diese Zwecke sind Spezialanstrichmittel erforderlich, die unter sorgfältiger Anpassung an den jeweiligen Verwendungszweck vom Ausführenden, Auftraggeber und Hersteller gemeinsam sorgfältig ausgewählt werden müssen. Auch die

Anstrichverfahren können von den vorher genannten abweichen. Die entsprechenden Anweisungen des Herstellers sind dabei zu beachten.

6 Beobachtung und Unterhaltung der Anstriche

Gelegentlich der vorgeschriebenen Prüfungen der Stahlbauwerke auf ihren baulichen Zustand sind auch die Anstriche zu untersuchen. Dabei ist festzustellen, ob der Grundanstrich durchscheint, ob der Anstrich rissig geworden oder verwittert ist oder ob Blasenbildungen, Abblätterungen, Roststellen und Unterrostungen entstanden sind. Zur Beurteilung der Rosterscheinungen ist DIN 53 210 „Anstrichfarben, Bezeichnung des Rostgrades“ heranzuziehen. Bei Unterhaltung und Instandsetzung der Anstriche ist nach Abschnitt 4 und 5 zu verfahren.

Erläuterungen zum Norm-Entwurf (Oktober 1955)

DIN 55 928 „Anstrich von Stahlbauwerken, Richtlinien“

Für die Erhaltung von Stahlbauwerken spielt der Oberflächenschutz durch Anstriche eine entscheidend wichtige Rolle. Bei der Ausführung der Anstriche sind dabei nicht nur technische, sondern auch organisatorische Gesichtspunkte zu beachten, z. B. wann und wo und unter welchen Bedingungen die Entrostungsarbeiten auszuführen und der Grundanstrich und die folgenden Anstriche aufzubringen sind.

Zweck dieser Richtlinien ist, den interessierten Fachkreisen nach dem heutigen Stand der Technik einen kurzen Überblick über die Gesichtspunkte zu verschaffen, die zur Erzielung eines sachgemäßen Schutzanstriches beachtet werden müssen, damit im Einzelfall die hierzu notwendigen Maßnahmen festgelegt werden können.

Die Richtlinien wurden im Arbeitsausschuß 3 „Anstrichaufbau“ (Obmann: Dir. Dipl.-Ing. H. O. Kölln, Friedberg) des Fachnormenausschusses „Anstrichstoffe“ im DNA unter Mitarbeit von Fachleuten aus Kreisen der Anstrichmittelhersteller, der Maler, der Stahlbau- und Bautenschutzfirmen, der Großverbraucher und wissenschaftlicher Institute ausgearbeitet.

Die Richtlinien haben einen Vorgänger in den im Juni 1944 erschienenen Richtlinien VDI 2022: Anstrich von Stahl- und Eisenkonstruktionen. Diese Richtlinien sind später vom Arbeitsausschuß „Verbreitung anstrichtechnischer Kenntnisse“ im Fachausschuß „Anstrichstoffe“ des Fachverbandes Chemie der Kammer der Technik überarbeitet und in neuer Fassung veröffentlicht worden. Dipl.-Chem. E. Preu übernahm es in dankenswerter Weise, hieraus eine Normvorlage als Diskussionsunterlage für den Arbeitsausschuß zu verfassen.

Ferner wurden die weit verbreiteten „Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken (RoSt)“ und die „Technischen Vorschriften für Stahlbauwerke (TVSt)“ der Deutschen Bundesbahn und der Deutschen Reichsbahn sowie die diesbezüglichen Festlegungen oder Empfehlungen der Post, des Deutschen Vereins von Gas- und Wasserfachmännern², der Elektrizitätsversorgungsunternehmen und der Hüttenwerke mit in Betracht gezogen. In diesem Zusammenhang sei auch auf das kürzlich erschienene Heft 1/54 „Korrosionsschutz im Stahlbau“³ besonders hingewiesen.

Für Anstricharbeiten an Einzelteilen aus Stahl liegt die Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB), Teil C: Allgemeine Technische Vorschriften (ATV), Anstricharbeiten (DIN 18 363, Juli 1955) vor. Diese Norm enthält die Einzelheiten, die bei der Vergabe von Anstricharbeiten im Einzelfall zu beachten sind. Die Richtlinien DIN 55 928 sind inhaltlich auf DIN 18 363 abgestimmt und ergänzen DIN 18 363 durch Darstellung der anstrichtechnischen Zusammenhänge. — Für Anstricharbeiten an Stahlbauwerken werden DIN 18 363 entsprechende Allgemeine Technische Vorschriften (ATV) vorbereitet. — Für Anstricharbeiten an Stahlleichtbauten und Stahlrohrbauten im Hochbau gelten weiterhin die Angaben DIN 4115 Stahlleichtbau und Stahlrohrbau im Hochbau, Richtlinien für die Zulassung, Ausführung Bemessung (August 1950). — Für den Anstrich von Stahlbauten außer Eisenbahn- und Straßenbrücken sind außerdem noch Angaben in DIN 1000 (Entwurf Juli 1954) enthalten.

Da Vertiefungen, Ecken, Kanten, Winkel, Absätze usw. beim Entrosten und auch beim Aufbringen des Anstriches Schwierigkeiten bereiten und die Schutzwirkung des Anstriches mindern können, wurden einige Richtlinien für die anstrichtechnisch richtige Konstruktion der Bauwerke gegeben.

¹ Die Technik Bd. 8 (1953) H. 4 S. 267—269.

² Arbeitsblatt G 200, Empfehlungen für Eisenanstriche in Gas- und Wasserwerken, insbesondere für Gasbehälter (März 1951).

³ Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, 1954.

Der Ausschuß diskutierte besonders eingehend die in den Richtlinien enthaltenen Angaben über die Vorbereitung des Untergrundes, insbesondere über die Entrostungsarbeiten, da von deren richtiger Ausführung die Haltbarkeit des Schutzanstriches entscheidend abhängt. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, daß sich im Ausschuß nach eingehender Diskussion Einstimmigkeit darüber ergab, daß die Walzhaut (Zunder) vor dem Anstrich zu entfernen ist. Die in dieser Frage z. T. einander widersprechenden Erfahrungen sind darauf zurückzuführen, daß die Walzhaut unterschiedliche Struktur und Haftung haben kann. Die Eignung der Walzhaut als Anstrichuntergrund ist somit nicht von vornherein zu übersehen. Im Arbeitsausschuß herrschte Übereinstimmung darüber, daß die Bauwerksteile am besten ohne Anstrich oder gegebenenfalls auch entrostet und mit einem geeigneten Grundanstrich versehen auf die Baustelle geliefert werden. Im Hinblick auf die Gewährleistungspflicht erscheint es zweckmäßig, Entrostung, Grundanstrich und weiteren Anstrichaufbau von ein- und derselben Firma, möglichst auch mit Anstrichfarben ein- und derselben Firma, ausführen zu lassen.

Die angegebenen verschiedenen Entrostungsverfahren haben je spezifische Anwendungsgebiete und wurden deshalb nebeneinander gestellt. Es herrschte im Ausschuß Übereinstimmung darüber, die chemische Entrostung und die Rostumwandlung in den Richtlinien nicht zu behandeln.

Bisher war es z. T. üblich und teilweise auch verlangt, die entrosteten Flächen bis zum Aufbringen des Grundanstriches mit einem leinölgetränkten Lappen abzureiben, um einen „Leinölhauch“ aufzubringen. Dieses Verfahren hat sich als

unzweckmäßig erwiesen und wurde deshalb auf allgemeinem Wunsch nicht in die Richtlinien aufgenommen.

Die zu verwendenden Anstrichfarben wurden in den Richtlinien nicht im einzelnen angegeben, da eine solche allgemeine Festlegung zu weit gehen und der weiteren technischen Entwicklung vorgreifen würde. Entsprechende Angaben sind in den Allgemeinen Technischen Vorschriften (ATV) der Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) und den einschlägigen Normen (siehe oben) enthalten oder müssen von Fall zu Fall in den Ausschreibungen und Technischen Lieferbedingungen festgelegt werden.

Weiterhin wurde davon Abstand genommen, für die einzelnen Schichten des Anstrichaufbaues bestimmte Schichtdicken anzugeben. Es wurde lediglich angegeben, daß eine Gesamtschichtdicke von 100 μ bei normalem Witterungsschutz nicht unterschritten werden soll.

Die einzuhaltenden Trockenzeiten richten sich nach den verwendeten Anstrichfarben und dementsprechend nach den Verarbeitungsvorschriften des Lieferanten. Sie wurden deshalb nicht festgelegt. Besonders zu beachten sind in diesem Zusammenhang auch die Angaben über die Witterung bei Ausführung der Anstriche und den Anstrichaufbau.

Der Norm-Entwurf wird hiermit weiteren Fachkreisen und der breiteren Öffentlichkeit zur Stellungnahme vorgelegt. Stellungnahmen werden bis zum 31. März 1956 an den Fachnormenausschuß Anstrichstoffe (FNA) im DNA, Berlin W 15, Uhländstraße 175, erbeten (möglichst zweifach).

H. O. Kölln G. Ehlers

Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 80 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Kletter-Turmdrehkran

Der von der Firma Friedrich Wilh. Schwing, G.m.b.H., Wanne-Eickel, als Neuentwicklung unter der Bezeichnung „Kletter-Turmdrehkran Typ KTK 18“ herausgebrachte Turmdrehkran ist dadurch gekennzeichnet, daß er mit dem aufgehenden Bauwerk stückweise,



Abb. 1. Das Verwaltungsgebäude der BSAF in Ludwigshafen im Bau. Zwei Schwing-Kletter-Turmdrehkrane Typ KTK 18 sind in die Fahrstuhlschächte eingebaut; sie werden bis zu 95 m Höhe aufgestockt.

mit 3,40 m langen Maststücken, unter Verwendung eines im Mast geführten Kletterstuhls aufgebaut bzw. aufgestockt wird. Dieser als „Klettern“ bezeichnete Vorgang wird durch eine motorisch angetriebene Spindel bewirkt, die den Kletterstuhl dabei aus dem Mast nach oben drückt.

Der Kran soll möglichst zentral in das zu errichtende Bauwerk, z. B. in den Fahrstuhlschacht oder in das Treppenhaus, hineingestellt werden und wird dort bei Baubeginn mit einer nur geringen Masthöhe aufgebaut. Auf dem Kletterstuhl sind über einer um 360° schwenkbaren Kugeldrehverbindung der Bedienungsstand, der waagerechte Lastausleger mit der Laufkatze, der Gegenausleger mit dem Kranwindwerk und die Mastspitze angeordnet. Diese Teile werden deshalb beim Klettervorgang mit angehoben. Der Bedienungsstand befindet sich unmittelbar unter dem Lastausleger und wird mit diesem verschwenkt. Auf einer Seite des Kranmastes ist ein Doppelaufzug mit 2 Silos von je 500 l Inhalt als Beton-Hebewerk, für Pendelbetrieb, angebracht. Dadurch brauchen nicht sämtliche Baustoffe mit dem Kranhaken gehoben zu werden. Für einen schnellen Baufortschritt ist das insofern sehr günstig, als dadurch eine Arbeitskolonne nicht von einer anderen arbeitsmäßig abhängig zu sein braucht. Das Hebewerk wird mit einer eigenen, am Boden aufgestellten und vollautomatisch gesteuerten Elektrowinde angetrieben. Um schon während des Rohbaues die Zwischengeschosse ausbauen zu können, ist im Innern des Kranmastes ein Aufzugskorb angeordnet, der auch für die Personenbeförderung zugelassen ist. Ein besonderer Personenaufzug, der beim Hochhausbau (für Bauhöhen ab 50 m) unbedingt erforderlich ist, kann deshalb entfallen. Auch die Bedienung dieses Aufzuges geschieht vom Boden aus durch eine eigene vollautomatisch gesteuerte Elektrowinde. Die Höhe des Krans richtet sich nach der des zu errichtenden Bauwerkes; sie kann 100 m und mehr betragen. Der Kran ist ein Mehrzweckgerät (Dreifachgerät: Kran, Beton-Hebewerk und Lasten- und Personenaufzug) (vgl. Abb. u. Zahlentafel).

Tabelle der technischen Daten

des Schwing-Kletter-Turmdrehkrans Typ KTK 18:

Ausladung bei äußerster Laufkatzen-Stellung	14,0 m
Ausladung bei innerster Laufkatzen-Stellung	1,6 m
Tragkraft (in jeder Laufkatzen-Stellung)	1,2 t
Kran-Hubgeschwindigkeit, regelbar bis	60 m/min
Laufkatzen-Fahrgeschwindigkeit, regelbar bis	30 m/min
Ausleger-Schwenkgeschwindigkeit	1 U/min
Klettervorgang: 2×1,70 m, einschl. Umbau, in	3 min

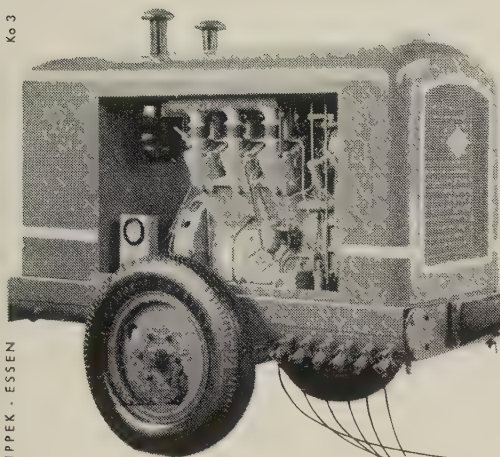
Einbanddecken für „Bauingenieur 1955“

Den Beziehern des „Bauingenieur“ stehen wieder Einbanddecken für den Jahrgang 1955 zur Verfügung. Preis der Decke DM 3,20. Bestellungen sind zu richten an Ihre Buchhandlung oder an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietschufer 20

O&K-Diesel-Kompressoren

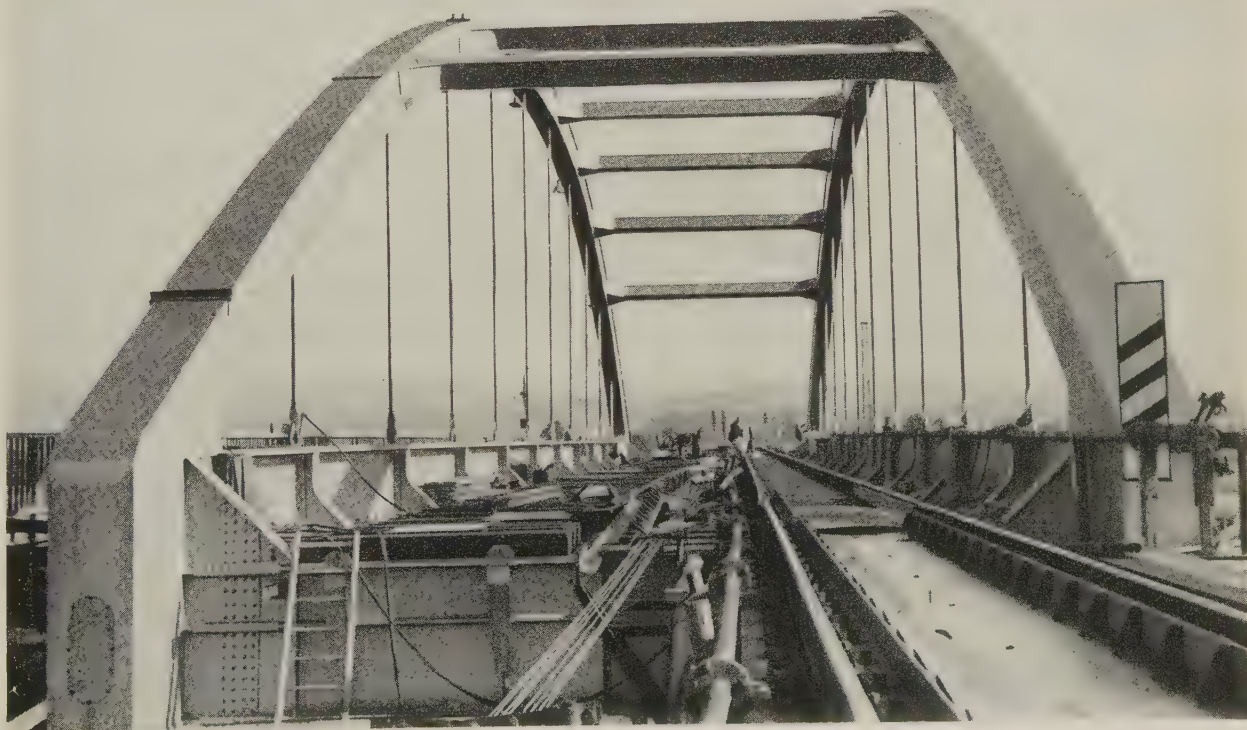
robust und leistungsstark

Liefermengen 2, 4, 6, 8, 10 und 12 cbm/min.; motorisierter Kundendienst



DRENSTEIN-KOPPEL UND LÜBECKER MASCHINENBAU AKTIENGESellschaft

WERKE: Berlin · Bochum · Dortmund · Lübeck · GESCHÄFTSSTELLEN: Berlin · Dortmund · Frankfurt/M · Köln · München · Stuttgart
Weitere O&K-Fabrikate: Bagger aller Art · Autoschütter · Erdhobel · Dieselaggregate · Diesellokomotiven · Feldbahnmaterial u.a.m.



EISENWERKE KAISERSLAUTERN

STELLENANGEBOTE

Bei der Senatsverwaltung für Bau- und Wohnungswesen ist

eine Stelle der Besoldungsgruppe A 1b Regierungsdirektors (technischer Dienst)

zu besetzen.

Kennziffer: 1286.

Sachgebiet: Technische Leitung des Straßenwesens einschließlich Straßenbau, Wahrnehmung der Geschäfte
a) der obersten Straßenbaubehörde in Berlin,
b) der Straßenbaupolizei-Hauptverwaltung Berlin,
c) der Bundesauftragsverwaltung für Autobahn- und Bundesfernstraßenbau.

Anforderungen: Eingehende Fachkenntnisse und langjährige Erfahrungen auf dem Gebiete des modernen Straßenbaues, des Straßenverkehrs, der neuzeitlichen Verkehrserfassung und Verkehrsregelung, des Verkehrs- und Straßenrechts sowie des öffentlichen Beleuchtungswesens. Kenntnisse auf dem Gebiete des allgemeinen Verkehrswesens, des städtischen Bauwesens und der Verkehrsplanung. Gute Kenntnisse der Organisation der öffentlichen Verwaltung, insbesondere des Haushaltswesens.

Oberregierungs-(Magistrats-)bauräte, die die laufbahnrechtlichen Voraussetzungen erfüllen, werden gebeten, ihre Bewerbung mit den üblichen Unterlagen bis zum 23. 12. 1955 unter Angabe der Kennziffer an

den Senator für Inneres — II F 1 —
Berlin-Wilmersdorf, Fehrbelliner Platz 2,

zu richten.



Für unsere Dampfkraftabteilung suchen wir

HOCHBAU-INGENIEURE

(Absolventen von Ingenieurschulen)

möglichst mit mehrjähriger Berufserfahrung und guten zeichnerischen Fähigkeiten, sowie

ERFAHRENE VERANSCHLAGER

für die Aufstellung von Ausschreibungen für Bauarbeiten des Hoch- und Tiefbaues und für die Kalkulation. Ausführliche Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild sind zu richten an

SIEMENS-SCHUCKERTWERKE AKTIENGESellschaft

Personalabteilung, Erlangen, Werner-von-Siemens-Str. 50

Wir suchen für das Arbeitsgebiet Industriebau zum baldigen Eintritt einen

Baustatiker

für Stahlbeton-Konstruktionen der verschiedensten statischen Systeme.

Herren, die ein abgeschlossenes Studium an einer Hoch- oder Fachschule und mehrjährige Praxis nachweisen können, wollen ihre ausführlichen Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild richten unter „Der Bauingenieur 1380“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

An der Bau- und Ingenieurschule der Freien Hansestadt Bremen ist zum 1. 3. 1956 die Stelle eines

Dozenten

in der Fachrichtung Bauingenieurwesen (besondere Fachgebiete: Wasserbau, Kulturbau, städtischer Tiefbau und Baubetrieb) mit einem Diplomingenieur zu besetzen.

Bezüge nach Verg. Gr. III TO. A oder — bei späterer Übernahme in das Beamtenverhältnis — nach Bes. Gr. L 6 Brem. Bes. Ordnung (vergleichbar A 2 c 2 RBO).

Voraussetzungen: Mindestens 5-jährige geeignete Praxis nach dem Diplom-Examen.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Tätigkeitsnachweisen, Lichtbild und Referenzen bitten wir **umgehend**, spätestens bis zum 10. 1. 1956, an die

**Senatskommission für das Personalwesen,
Bremen, Domshof 26**

zu richten.

Die Stadt Köln sucht sofort

a) mehrere Tiefbauingenieure

für dringende Planungsarbeiten. Es kommen hierfür nur Bewerber in Betracht, die Erfahrungen im Entwurf und Bau von Straßen nachweisen können.

Vergütung nach Vergütungsgruppe VI a bzw. V a TO. A. Kennziffer 821,

b) einen Tiefbauingenieur

zur Vorbereitung von Auftragsvergebungen bei der Grundstücksenttrümmerung, Überwachung der Arbeiten und Abrechnung der Aufträge. Auf Vorkenntnisse in der Trümmerbeseitigung wird besonderer Wert gelegt.

Vergütung nach Vergütungsgruppe V a TO. A. Kennziffer 863.

Bewerber mit abgeschlossenem technischer Ausbildung und gründlichen Fachkenntnissen werden gebeten, die üblichen Bewerbungsunterlagen (Lichtbild, handgeschriebener Lebenslauf, beglaubigte Zeugnisabschriften) unter Angabe der jeweiligen Kennziffer umgehend zu richten an:

Oberstadtdirektor Köln, Personalamt 122/05.

Bei dem Baupolizeiamt der Stadtverwaltung Mainz (Ortsklasse S) ist die Stelle eines

Stadtbauoberinspektors

zu besetzen.

Bewerber mit abgeschlossener Fachschulbildung und guten statistischen Kenntnissen sollen möglichst mehrere Jahre in statistischen Büros tätig gewesen sein. Unterbringungsschein ist erforderlich. Lebensalter nicht über 55 Jahre.

Die Beschäftigung erfolgt für die Dauer der ersten 6 Monate im Beamtenverhältnis auf Widerruf. Bei Bewährung Übernahme in das Beamtenverhältnis auf Lebenszeit. Besoldung nach Gr. A 4 b 1 RBO.

Bewerbungen mit handgeschriebenem, lückenlosem Lebenslauf, Lichtbild, Schul- und Stollenzeugnissen sowie sonstigen Unterlagen sind an das **Personalamt der Stadtverwaltung Mainz** zu richten.

Das Tiefbauamt der Stadtverwaltung Heidelberg (Ortsklasse S) sucht zum 2. 1. 1956

1. einen jüngeren Bauingenieur

(Absolvent einer höheren techn. Lehranstalt)

für die konstruktive Planung der Bauvorhaben auf dem Gebiete des Straßenbaus und der Stadtentwässerung.

Anstellung im Angestelltenverhältnis mit einer Vergütung nach Gruppe VI a TO. A bei einer Probezeit von 6 Monaten.

2. einen technischen Zeichner

mit abgeschlossener Lehrzeit für die Stadtentwässerung.

Anstellung im Angestelltenverhältnis mit einer Vergütung nach Gruppe VIII TO. A bei einer Probezeit von 3 Monaten.

Bewerbungen mit lückenlosem Lebenslauf, Lichtbild, beglaubigten Abschriften der Ausbildungs- und Beschäftigungsnachweise und selbstgefertigte Zeichnungen sind bis zum 15. 12. 1955 einzureichen. Bewerber mit Unterbringungsberechtigung nach dem Gesetz zu Artikel 131 GG werden bei gleicher Eignung bevorzugt eingestellt.

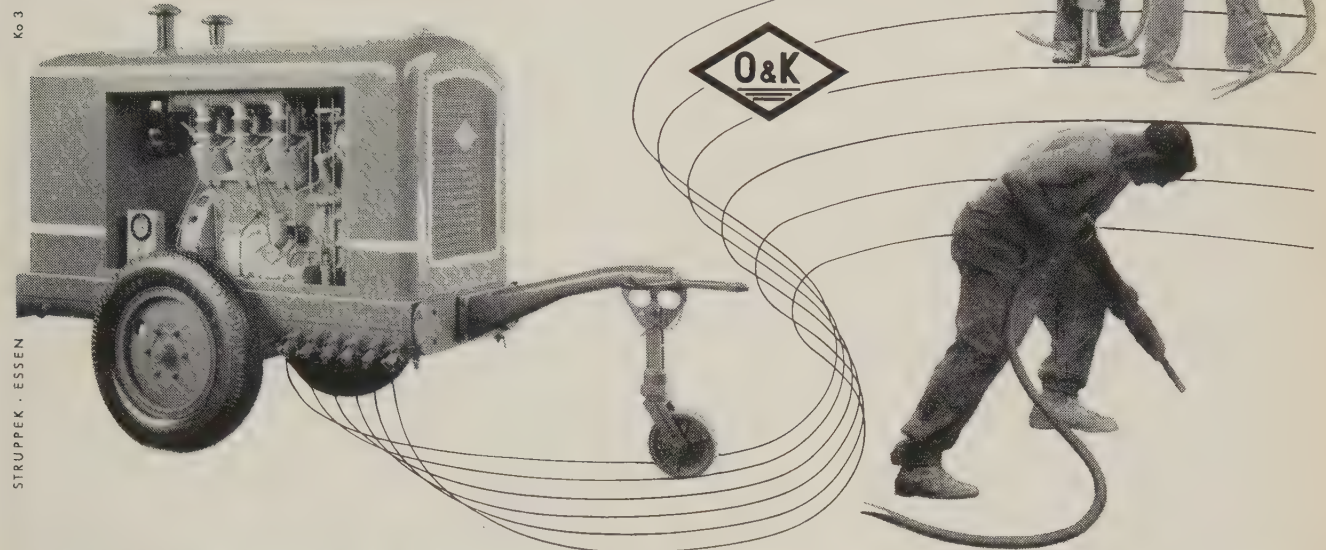
**Stadtverwaltung Heidelberg
— Personalamt —**

O&K-Diesel-Kompressoren

robust und leistungsstark

Liefermengen 2, 4, 6, 8, 10 und 12 cbm./min.; motorisierter Kundendienst

Ko 3



STRUPPEK · ESSEN

ORENSTEIN-KOPPEL UND LÜBECKER MASCHINENBAU AKTIENGESellschaft

WERKE: Berlin · Bochum · Dortmund · Lübeck · GESCHÄFTSSTELLEN: Berlin · Dortmund · Frankfurt/M · Köln · München · Stuttgart
Weitere O&K-Fabrikate: Bagger aller Art · Autoschütter · Erdhobel · Dieselaggregate · Diesellokomotiven · Feldbahnmaterial u.a.m.



EISENWERKE KAISERSLAUTERN

STELLENANGEBOTE

Bei der Senatsverwaltung für Bau- und Wohnungswesen ist

eine Stelle der Besoldungsgruppe A 1b Regierungsdirektors (technischer Dienst)

zu besetzen.

Kennziffer: 1286.

Sachgebiet: Technische Leitung des Straßenwesens einschließlich Straßenbau, Wahrnehmung der Geschäfte

- a) der obersten Straßenbaubehörde in Berlin,
- b) der Straßenbaupolizei-Hauptverwaltung Berlin,
- c) der Bundesauftragsverwaltung für Autobahn- und Bundesfernstraßenbau.

Anforderungen: Eingehende Fachkenntnisse und langjährige Erfahrungen auf dem Gebiete des modernen Straßenbaues, des Straßenverkehrs, der neuzeitlichen Verkehrserfassung und Verkehrsregelung, des Verkehrs- und Straßenrechts sowie des öffentlichen Beleuchtungswesens. Kenntnisse auf dem Gebiete des allgemeinen Verkehrswesens, des städtischen Bauwesens und der Verkehrsplanung. Gute Kenntnisse der Organisation der öffentlichen Verwaltung, insbesondere des Haushaltswesens.

Oberregierungs-(Magistrats-)bauräte, die die laufbahnrechtlichen Voraussetzungen erfüllen, werden gebeten, ihre Bewerbung mit den üblichen Unterlagen bis zum 23. 12. 1955 unter Angabe der Kennziffer an

den Senator für Inneres — II F 1 —
Berlin-Wilmersdorf, Fehrbelliner Platz 2,

zu richten.



Für unsere Dampfkraftabteilung suchen wir

HOCHBAU-INGENIEURE

(Absolventen von Ingenieurschulen)

möglichst mit mehrjähriger Berufserfahrung und guten zeichnerischen Fähigkeiten, sowie

ERFAHRENE VERANSCHLAGER

für die Aufstellung von Ausschreibungen für Bauarbeiten des Hoch- und Tiefbaues und für die Kalkulation. Ausführliche Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild sind zu richten an

SIEMENS-SCHUCKERTWERKE AKTIENGESellschaft

Personalabteilung, Erlangen, Werner-von-Siemens-Str. 50

Wir suchen für das Arbeitsgebiet Industriebau zum baldigen Eintritt einen

Baustatiker

für Stahlbeton-Konstruktionen der verschiedensten statischen Systeme.

Herren, die ein abgeschlossenes Studium an einer Hoch- oder Fachschule und mehrjährige Praxis nachweisen können, wollen ihre ausführlichen Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild richten unter „Der Bauingenieur 1380“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

An der Bau- und Ingenieurschule der Freien Hansestadt Bremen ist zum 1. 3. 1956 die Stelle eines

Dozenten

in der Fachrichtung Bauingenieurwesen (besondere Fachgebiete: Wasserbau, Kulturbau, städtischer Tiefbau und Baubetrieb) mit einem Diplomingenieur zu besetzen.

Bezüge nach Verg. Gr. III TO. A oder — bei späterer Übernahme in das Beamtenverhältnis — nach Bes. Gr. L 6 Brem. Bes. Ordnung (vergleichbar A 2 c 2 RBO).

Voraussetzungen: Mindestens 5-jährige geeignete Praxis nach dem Diplom-Examen.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Tätigkeitsnachweisen, Lichtbild und Referenzen bitten wir **umgehend**, spätestens bis zum 10. 1. 1956, an die

Senatskommission für das Personalwesen,
Bremen, Domshof 26

zu richten.

Die Stadt Köln sucht sofort

a) mehrere Tiefbauingenieure

für dringende Planungsarbeiten. Es kommen hierfür nur Bewerber in Betracht, die Erfahrungen im Entwurf und Bau von Straßen nachweisen können.

Vergütung nach Vergütungsgruppe VI a bzw. V a TO. A. Kennziffer 821,

b) einen Tiefbauingenieur

zur Vorbereitung von Auftragsvergebungen bei der Grundstückstrümmerung, Überwachung der Arbeiten und Abrechnung der Aufträge. Auf Vorkenntnisse in der Trümmerbeseitigung wird besonderer Wert gelegt.

Vergütung nach Vergütungsgruppe V a TO. A. Kennziffer 863.

Bewerber mit abgeschlossener technischer Ausbildung und gründlichen Fachkenntnissen werden gebeten, die üblichen Bewerbungsunterlagen (Lichtbild, handgeschriebener Lebenslauf, beglaubigte Zeugnisabschriften) unter Angabe der jeweiligen Kennziffer umgehend zu richten an:

Oberstadtdirektor Köln, Personalamt 122/05.

Bei dem Baupolizeiamt der Stadtverwaltung Mainz (Ortsklasse S) ist die Stelle eines

Stadtbauoberinspektors

zu besetzen.

Bewerber mit abgeschlossener Fachschulbildung und guten statischen Kenntnissen sollen möglichst mehrere Jahre in statischen Büros tätig gewesen sein. Unterbringungsschein ist erforderlich. Lebensalter nicht über 55 Jahre.

Die Beschäftigung erfolgt für die Dauer der ersten 6 Monate im Beamtenverhältnis auf Widerruf. Bei Bewährung Übernahme in das Beamtenverhältnis auf Lebenszeit. Besoldung nach Gr. A 4 b 1 RBO.

Bewerbungen mit handgeschriebenem, lückenlosem Lebenslauf, Lichtbild, Schul- und Stellenzeugnissen sowie sonstigen Unterlagen sind an das Personalamt der Stadtverwaltung Mainz zu richten.

Das Tiefbauamt der Stadtverwaltung Heidelberg (Ortsklasse S) sucht zum 2. 1. 1956

1. einen jüngeren Bauingenieur

(Absolvent einer höheren techn. Lehranstalt)

für die konstruktive Planung der Bauvorhaben auf dem Gebiete des Straßenbaus und der Stadtentwässerung.

Anstellung im Angestelltenverhältnis mit einer Vergütung nach Gruppe VI a TO. A bei einer Probezeit von 6 Monaten.

2. einen technischen Zeichner

mit abgeschlossener Lehrzeit für die Stadtentwässerung.

Anstellung im Angestelltenverhältnis mit einer Vergütung nach Gruppe VIII TO. A bei einer Probezeit von 3 Monaten.

Bewerbungen mit lückenlosem Lebenslauf, Lichtbild, beglaubigten Abschriften der Ausbildungs- und Beschäftigungsnachweise und selbstgefertigte Zeichnungen sind bis zum 15. 12. 1955 einzureichen. Bewerber mit Unterbringungsberechtigung nach dem Gesetz zu Artikel 131 GG werden bei gleicher Eignung bevorzugt eingestellt.

Stadtverwaltung Heidelberg
— Personalamt —

Inhalt

Abkürzungen

Es bedeuten: HA	Hauptaufsätze	Bb	Buchbesprechungen
KTB	Kurze Technische Berichte	Neu	Neuerscheinungen
V	Verschiedene Mitteilungen	P	Personalnachrichten und Gedenktage

Verzeichnis der Verfasser

	Seite		Seite		Seite
Aichinger, H., Dr.-Ing., Dortmund: Über einige Erweiterungen der Theorie des steifknotigen Faltwerkes mit prismatischen, schmalen Einzelscheiben. HA	397	Böss, P., Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe: Die hydraulischen Grundlagen geschlossener Überlaufkanäle. KTB	258	Fey, T., Dipl.-Ing., und Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel, Darmstadt: Plastische Verformungen an der Nibelungenbrücke Worms. HA	90
—, Autobushalle in London-Stockwell. KTB	157	—, E. Marquardt †. V	418	Förster, K., Oberbaurat Dr.-Ing., Hamburg: Grundlegende Probelastungen für eine Pfahlgründung in USA. KTB	334
Allemant, F., Dr.-Ing., Falkenhain-Waldidylle: Getreidesilo in Spannbeton. KTB	110	Brandes, A., Köln: G. Magnel †. V	348	Frank, J.: Das Wasserkraftwerk Soverzene an der Piave. KTB	197
Amstutz, E., Prof., Zürich: Über das Zusammenwirken von Bewehrung und Beton in Stahlbetonbauwerken. HA	353	Bunnies, E., Dipl.-Ing., Hamburg: Der Hafen von Dünkirchen. KTB	66	Franke, W., Dr.-Ing., Bad Homburg: Die Neuentwicklung der Schaufelradbagger. HA	8, 46
Aschenbrenner, R., Dipl.-Ing., und H. A. Lange, Buenos Aires: Ein Beitrag zur Berechnung isotroper, kreiszylindrischer Schalendächer. HA ..	171	—, Königin Elisabeth II-Dock am Manchester-Seekanal. KTB	103	Franz, G., Dr.-Ing., Frankfurt/M.: Die Brücke für die Umgehungsstraße Bacharach über die Eisenbahngleise der linken Rheinuferbahn [Bauingenieur 29 (1954) S. 182]. Zuschrift dazu von H. Homberg. V	76
Bachus, E., Dr.-Ing., Frankfurt/M.-Nied: Pfeilertiefgründung mit Stahlbetonfertigteilen KTB	109	—, Der Hafen von Boulogne-Sur-Mer. KTB	259	—, Erwiderung darauf. V	76
—, Die Stollenarbeiten bei der Anzapfung des Issarlès-See's in Südfrankreich. KTB	230	—, Der Hafen von Cherbourg. KTB ..	345	—, Versuchsstrecke einer vorgespannten Betonstraße in Frankreich. KTB	100
—, Preßluftschleier als Bauhilfsmittel. KTB	267	—, Der Hafen von Caen. KTB ..	411	—, Bau von Stockwerkrahmen aus Fertigteilen in Spannbeton. KTB ..	227
—, Anwendung von Sanddränagen. KTB	268	Börnheim, H., Dr.-Ing., München: Aufwickelbarer Träger oder Mast. KTB	104	—, Fertigbalken aus vorfabrizierten Hohlblöcken in den USA. KTB ..	379
—, Die Kavernenkraftwerke Kilforsen und Stornorrfors in Schweden. KTB	344	—, Ein Druckkraftmeßgerät von flacher Bauart für exzentrische Lasten. KTB	195	—, Kombinierte Eisenbahn- und Förderbandbrücke bei Calverton. KTB	408
—, Der Stollenbau des Cachumaprojektes in Californien. KTB ..	413	Carić, D., Prof. Dipl.-Ing., Sarajevo: Ausbau des Speicherwerkes Jablanica, der ersten Wasserkraftanlage im Flußsystem Neretva in Jugoslawien. HA	201	—, Vorgespannter Fußgängersteg bei Witleigh nahe Plymouth. KTB	409
Balk, K., Reg.-Baurat, Bad Tölz: Elastizitätsmessungen am gewachsenen Felsen. HA	208	Dahme, L.: Julius Rollmann †. V	236	Fritz, B., Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe: Vorgespannte stählerne Fachwerkbinder. KTB	255
—, Über die Tiefgründung von wasserdichten Schürzen. HA ..	322	Deck, E., Dipl.-Ing., München: Entwicklung im amerikanischen Bagger- und Laderbau. HA ..	392	Geiger, J., Dr.-Ing., Augsburg: Dynamik im Hochbau, besonders bei Industriebauten. HA	210
Barbré, R., Dr.-Ing., Dortmund: Ungleichförmige Torsion von gewalzten und zusammengesetzten Trägern mit I-Querschnitt. KTB ..	373	Dress, G., Dipl.-Ing., Aachen: Planierdraupen und Planierreifenschlepper. Ihr gegenwärtiger Entwicklungsstand und ihre Entwicklungstendenzen. HA	129	Gerstenberger, Dr.-Ing., Dresden-Weißer Hirsch: Karl Beger 70 Jahre alt. V	449
—, Torsion doppelsymmetrischer I-Träger. KTB	376	—, Versetzen von 34 m hohen Fachwerk-Stahlmasten. KTB	307	Graßhoff, H., Baurat Dr.-Ing., Wuppertal-Barmen: Setzungsrechnungen starrer Fundamente mit Hilfe des „kennzeichnenden Punktes“. HA	46
Beck, H., Dr.-Ing., Darmstadt: Ein erweitertes Lastaufteilungsverfahren zur vereinfachten Plattenberechnung. HA	150	—, Tunnelbau mit neuartigen Hilfsgeräten und Betoniermethoden. KTB	308	Hartung, F., Dr.-Ing., Dortmund: Automatisches Segmentwehr. KTB	62
Beer, H., Prof. Dr. techn., und Dipl.-Ing. F. Resinger, Graz: Genaue Berechnung schiefer Trägerrostbrücken mit Einflußlinien. HA	425	Dröge, G., und Prof. Dr.-Ing. W. Stoy, Braunschweig: Dreiländer-Holztagung Schweiz, Österreich, Deutschland. V	37	Heckel, R., Dr. techn., Düsseldorf: Eine neue Fahrbahntafel aus Stahl. HA	55
Bergfelt, A., Göteborg: In Göteborgs Hafen gebräuchliche Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Bodenstandssicherheiten bei Ufereinfassungen. HA	313	Dürbeck, K., Berlin-Konradshöhe: Das dritthöchste Bauwerk der Welt steht in Grönland. KTB ..	339	Helm, H., Oberbaurat Dr.-Ing., Koblenz: Der Bau des Freischwimmbades Koblenz-Oberwerth. HA	286
		Ehlers, G., und H. O. Kölln: DIN 55928, Anstrich von Stahlbauwerken. Richtlinien. V	449		
		Endler, G.: Holzfaserplatten — ein Baustoff mit Zukunft. V ..	36		
		Ertl, W., Dipl.-Ing., München: Zur Berechnung von Wehrabstürzen. HA	237		

	Seite		Seite		Seite
Herke, F., Gustavsborg: Neuartige Deckenkonstruktion im Stahlskelettbau. HA	299	Latzin, K., Dipl.-Ing., Dortmund: Die geschweißte Ausbildung einer Pumpenhausgründung. KTB	63	Resinger, F., Dipl.-Ing., und Prof. Dr. techn. H. Beer, Graz: Genaue Berechnung schiefer Trägerrostbrücken mit Einflußlinien. HA	425
Hille, B., Dipl.-Ing., Aachen: Baumaschinen auf der Technischen Messe in Hannover 1955. HA	277	—, Der W 1400 Eimerseil-Schreitbagger „Großer Ausleger“. KTB	332	Sahmel, P., Duisburg-Neudorf: Optimale Formgebung bei torsionsbeanspruchten I- und [Querschnitten. HA	403
Hirschfeld, K., Prof. Dr.-Ing., Aachen: Spannungsoptische Untersuchungen an einer Pfeilerkopf-Staumauer. KTB	32	Leck, H., Obering., Rheinhausen, und O. Steinhardt, Karlsruhe: Die Druckrohrleitung der Big-Eildon-Sperre (Australien). HA	1	Sattler, K., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für freiaufhängende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme. HA	77
—, Einige Kirchen mit Dachausbildungen in Schalenform. HA ..	161	Lorenz, H., Prof. Dr.-Ing., Berlin: A. Hertwig †. V	276	—, Zuschift dazu von K. Sattler. V	276
Hofacker, K.: A. Albrecht, Basel †. V	116	Luetkens, O., Dr.-Ing., Dortmund: DIN 1080, Entwurf September 1954. V	69	Schleicher, F., Prof. Dr.-Ing., Dortmund: W. Schütte, 60 Jahre alt. V	36
Homburg, H., Dr.-Ing., Hagen/W.: Zuschift zu dem Aufsatz G. Franz: Die Brücke für die Umgehungsstraße Bacharach über die Eisenbahngleise der linken Rheinuferbahn [Bauingenieur 29 (1954) S. 182]. V	76	Markl, S. W., Dipl.-Ing., München: Die Isolierung großer Räume unter Tage. HA	53	—, Fritz l'Allemand, 70 Jahre alt. V	115
Hoppe, C. J., Dr.-Ing., Bonn: Die San Marcos-Brücke, eine neuartige Seilträgerbrücke. KTB ..	441	Mehmel, A., Prof. Dr.-Ing., und Dipl.-Ing. T. Fey, Darmstadt: Plastische Verformungen an der Nibelungenbrücke Worms. HA ..	90	—, Große schweißtechnische Tagung des DVS. V	311
Hoyden, A., Dr.-Ing., Oberhausen-Sterkrade: Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung des Stahlleichtbaues. HA	218	—, Dr.-Ing. G. Merkle 60 Jahre alt. V	418	—, Über das Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung. HA	421
Ihlenburg, W., Dr. phil., Frankfurt/M.: Schale in der Form eines gleichseitigen dreieckigen Kugelsegments. KTB	270	Meier, G.: Hamann, Berlin-Frohnau, 70 Jahre alt. V	115	Schlums, J., Prof. Dr.-Ing., Hannover: Rutschgefahr bei Nässe. KTB	340
—, Die Schwankung der Festigkeit von Beton und ihre Berücksichtigung bei der Herstellung. KTB ..	273	Merkle, G., Dr.-Ing., Düsseldorf: Neuere Gleitschalungsbauten. HA ..	41	—, Autobahnen in Atlanta. KTB ..	410
—, Die Verarbeitbarkeit von gerütteltem Beton. KTB	334	—, Vorgespannter Wasserhochbehälter in Dallas (USA). KTB	340	Schmid, W., Dr.-Ing., Baden b. Wien: Neuere Erkenntnisse aus Knickversuchen. KTB	156
Jacoby, E., Prof. Dr.-Ing., Lübeck: Schotter-„Würste“ als Schutz gegen Erosion. KTB ..	232	Meschan, F., Dipl.-Ing. Dr. techn., Graz: Betonierbrücken und Kabelkranfahrbahnen bei den Sperren der Oberstufe des Tauernkraftwerkes Glockner-Kaprun. HA	175	—, Neuere amerikanische Versuche mit hochfesten Schrauben. KTB ..	302
Jeske, O., Karlsruhe: Neue n-freie Theorie für Biegebalken. KTB	271	—, Der vollmechanisierte Vortrieb im Tunnel- und Stollenbau. HA ..	248	—, Hochfeste Schrauben in der amerikanischen Stahlbaupraxis. KTB ..	436
Kirchner, G., Dipl.-Ing., Frankfurt/M.: Eine weitgespannte Shedhalle. HA	405	Müller, W., Prof. Dr.-Ing., Aachen: Prof. Carl Pirath †. V ..	116	—, Zugversuche mit großen Trägeranschlüssen. KTB	439
Klingenberg, W., Ministerialrat Dr.-Ing., Bonn: Straßenbrücken in USA. HA	117	Nesitka, A., Dr., Graz: Schwingungen von Systemen mit mehreren Freiheitsgraden. HA	244	Schnitter, G., Prof., Zürich: Entwicklungen im schweizerischen Talsperrenbau. HA	363
Knittel, G., Dipl.-Ing., Düsseldorf: Prof. R. Guldan †. V	382	Nishida, Y., Sao Paulo: Eine Berechnung des Erddrucks gegen eine lotrechte Wand. HA	320	Schultze, E., Prof. Dr.-Ing., Aachen: Neuere Forschungen über Gründungen und ihre Anwendung auf den Entwurf. KTB ..	260
Kölln, H. O., und G. Ehlers: DIN 55 928, Anstrich von Stahlbauwerken. Richtlinien. V	449	Nitsiotas, G., Dr.-Ing., Thessaloniki: Strenge Untersuchung des Verbundfachwerkträgers. HA ..	240	Seegers, K. H., Dr.-Ing., Hamburg: Schnelle Brückenmontage durch Einschwimmen. KTB	407
Krey, E., Dipl.-Ing., Berlin-Steglitz: Ein Verschiebungsplan für Pfahlroste. HA	226	Orth, F., Dr.-Ing., Berlin: Ein neuer Pier in Hoboken, N. Y. KTB	112	—, Die Mackinac Straits Brücke, USA. KTB	444
Kühn, G., Dr.-Ing., Hamburg: Die Schürfkübelraupe im Einsatz. HA	122	—, Hochwasserschutz am Mississippi. KTB	229	—, Ergänzungsarbeiten bei der Golden Gate Brücke. KTB	445
Lange, H. A., und Aschenbrenner, R., Dipl.-Ing., Buenos Aires: Ein Beitrag zur Berechnung isotroper, kreiszylindrischer Schalendächer. HA	171	Petermann, H., Dr.-Ing. E. h., Bremen: Verankerte Bohlwände. Berechnungsmethoden und Versuche. KTB	329	Sievers, F., Berlin: Paul Ostmann 80 Jahre. V	447
Lardy, P., Prof. Dr., Zürich: Modellversuche und Massivbau. HA	360	Pohle, W., Dipl.-Ing., Hamburg: Lastübertragung auf Stahlpfähle. HA	20	Stahel, M., Prof., Zürich: Straßenverkehr und Straßenbau in der Schweiz. HA	368
		Rasper, L., Dr.-Ing., Lübeck: Ein neuer leistungsfähiger Schneidkopf-Saugbagger. HA ..	326	Steinhardt, O., Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe, und H. Leck, Rheinhausen: Die Druckrohrleitung der Big-Eildon-Sperre (Australien). HA	1
		Rathsmann, E., Dipl.-Ing., München: Unterwasserpumpen. HA ..	143	—, Untersuchungen an geschweißten Druckbehältern und Rohrleitungen. KTB	105
		—, Neuzeitliche Bau-Waagen. HA ..	290	—, Prof. Worch, 60 Jahre alt. V ..	382
				Stieda, W., Dr.-Ing., Bremen: Berücksichtigung der Entstehungstemperatur und der äußersten Temperaturgrenzen bei der Konstruktion von Bewegungsfugen. HA	285

	Seite		Seite		Seite
Stoy, W., Prof. Dr.-Ing., und G. Dröge, Braunschweig: Dreiländer-Holztagung Schweiz, Österreich, Deutschland. V	37	satzmittel auf die Festigkeit und die dynamische Elastizitätszahl von Beton bei Frostwechseln. HA	15	Witt, H. P., Dr.-Ing., Dortmund: Hüttenwerksbauten im Berg- senkungsgebiet. HA	431
Stüssi, F., Prof. Dr. sc. techn., Zürich: Die Eidgenössische Tech- nische Hochschule Zürich und ihre Abteilung für Bauingenieur- wesen. HA	349	Weil, G. und K. Walz, Stutt- gart: Feststellungen über den Einfluß luftporenbildender Zu- satzmittel auf die Festigkeit und die dynamische Elastizitätszahl von Beton bei Frostwechseln. HA	15	Wittmann, H., Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe, H. Dehnert †. V	276
Suhr, O., Dipl.-Ing., Dortmund: Flugzeughalle aus Leichtmetall. KTB	104	Weiß, E., Dipl.-Ing., Berlin: Das Alcoa-Building in Pittsburgh (USA). KTB	342	Wittmann, H., Prof. Dr.-Ing., und Dr.-Ing. G. Wickert, Karlsruhe: Schwallfreies Füllen einer Kammerschleuse. HA	25
Tölke, F., Prof. Dr.-Ing., Stutt- gart: Die Kitimat Wasserkraft- anlage in Kanada. KTB	60	Wickert, G., Dr.-Ing., Karls- ruhe: Abfluß über hohe Wehre. KTB	63	Wogrin, A., Dipl.-Ing., und Dipl.-Ing. Dr. E. Tremmel, Kaprun, Österreich: Mathema- tisch-statistische Auswertung der Güteprüfungen von Massenbeton. HA	28
Tremmel, E., Dipl.-Ing. Dr., und Dipl.-Ing. A. Wogrin, Kaprun, Österreich: Mathema- tisch-statistische Auswertung der Güteprüfungen von Massenbeton. HA	28	Wickert, G., Dr.-Ing., Dort- mund: Künstlicher Regen. KTB	66	Wolf, W., Dr.-Ing., Köln: Direk- tor Hans Roth, 70 Jahre alt. V	115
Troche, A., Prof. Dr.-Ing., Hannover: Baustoffbedarf ge- nagelter Vollwand-Bretterbinder. HA	185	—, Probleme der Gezeitenkraftaus- nutzung. HA	93	—, Direktor E. Haulena †. V	236
Vierling, A., Prof. Dr.-Ing., Hannover: Bandförderanlagen für den Baubetrieb. HA	191	—, Modellversuche für Saug- schläuche. KTB	154	Wolff, P., Dr.-Ing., Aachen: Wirtschaftlicher Straßenunterbau durch Bodenvermörtelung. KTB	108
Vits, H. C., Hameln: Verkehrs- beleuchtung auf Straßen und Brücken. HA	423	—, Das Katastrophenhochwasser bei Lynmouth (England) im August 1952. KTB	233	Wolff, P., Dr.-Ing., Dortmund: Baustoffuntersuchungen als Grundlage der Planung und Bauausführung von Flugplätzen. KTB	336
Völckers, O., Dr.-Ing. E. h., München: Bauglas. HA	385	—, Wasserwirtschaftliche Erhebun- gen im Nilbecken. KTB	256	—, Beanspruchung von Flugplatz- befestigungen durch Düsenflug- zeuge. KTB	341
Walz, K. und G. Weil, Stutt- gart: Feststellungen über den Einfluß luftporenbildender Zu-		—, Hochwasserentlastungsanlagen mit kreisförmiger Überlaufkrone. KTB	263	Worch, G., Prof. Dr.-Ing., Mün- chen: Berechnung des Durchlauf- trägers auf elastisch senkbaren Stützen. HA	388
		—, Die gegenwärtige Entwicklung im Entwurf von Druckstollen und Fallschächten für Kavernen- kraftwerke. KTB	414	Zakis, K. A., Dipl.-Ing., Heidel- berg: Das Hubplatten-Ver- fahren. KTB	253
		Wickert, G., Dr.-Ing., und Prof. Dr.-Ing. H. Wittmann, Karlsruhe: Schwallfreies Füllen einer Kammerschleuse. HA	25		

Stichwortverzeichnis

	Seite		Seite		Seite
Abfluß. — über hohe Wehre. G. Wickert. KTB	63	Baummaschinen. Unterwasser- pumpen. E. Rathsmann. HA ..	143	Bergstraßen im Winter. Straßenverkehr und Straßenbau in der Schweiz. M. Stahel. HA	368
—, Wasserwirtschaftliche Erhebun- gen im Nilbecken. G. Wickert. KTB	256	—, Betonierbrücken und Kabelkran- fahrbahnen bei den Sperren der Oberstufe des Tauernkraftwer- kes Glockner-Kaprun. F. Mes- chan. HA	175	Beton. Feststellungen über den Einfluß luftporenbildender Zu- satzmittel auf die Festigkeit und die dynamische Elastizitätszahl von — bei Frostwechseln. K. Walz und G. Weil. HA. ..	15
Abraum. Die Neuentwicklung der Schaufelradbagger. W. Franke. HA	8, 46	—, Bandförderanlagen für den Bau- betrieb. A. Vierling. HA	191	—, Lastübertragung auf Stahlpfähle. W. Pohle. HA	20
Alcoa-Building. Das — in Pittsburgh (USA). E. Weiß. KTB	342	—, Der vollmechanisierte Vortrieb im Tunnel- und Stollenbau. F. Meschan. HA	248	—, Mathematisch-statistische Aus- wertung der Güteprüfungen von Massen—. E. Tremmel und A. Wogrin. HA	28
Aluminium. — im Hochbau (DIN 4113). V	236	—, — auf der Techn. Messe in Han- nover 1955. B. Hille. HA	277	—, Straßenbrücken in USA. W. Klingenberg. HA	117
—, s. auch Leichtmetall.		—, Neuzeitliche Bauwaagen. E. Rathsmann. HA	290	—, Die Schwankung der Festigkeit von — und ihre Berücksichti- gung bei der Herstellung. W. Ihlenburg. KTB	278
Anstrich. DIN 55 928, — von Stahlbauwerken. Richtlinien. H. O. Kölln / G. Ehlers. V	449	—, Ein neuer leistungsfähiger Schneidkopf-Saugbagger. L. Rasper. HA	326	—, Neuzeitliche Bau-Waagen. E. Rathsmann. HA	290
Autobagger. Baumaschinen auf der Techn. Messe in Hannover 1955. B. Hille. HA	277	—, Der W 1400 Eimerseil-Schreit- bagger „Großer Ausleger“. K. Latzin. KTB	332	—, Die Verarbeitbarkeit von ge- rütteltem —. W. Ihlenburg. KTB	334
Autobahnen. — in Atlanta. J. Schlums. KTB	410	—, Entwicklung im amerikanischen Bagger- und Laderbau. E. Deck HA	392	—, Über das Zusammenwirken von Bewehrung und — in Stahl- betonbauwerken. E. Amstutz. HA	358
Autobushalle. — in London. Stockwell. F. l'Allemand. KTB	157	—, Kombinierte Eisenbahn- und Förderbandbrücke bei Calverton. G. Franz. KTB	408	—, Die Mackinac Straits Brücke, USA. K. H. Seegers. KTB	444
Bagger. Die Neuentwicklung der Schaufelrad—. W. Franke. HA 8, 46		—, Hochfeste Schrauben in der amerikanischen Stahlbaupraxis. W. Schmid. KTB	436	Betonbau. Neuere Gleit- schalungsbauten. G. Merkle. HA	41
—, Bandförderanlagen für den Bau- betrieb. A. Vierling. HA	191	—, s. auch Bagger, Kabelkrane und Krane.		—, Tragwerke und Form im —. V	160
—, Ein neuer leistungsfähiger Schneidkopf-Sauge—. L. Rasper. HA	326	Baustahlgewebe. W. Schütte 60 Jahre alt. F. Schleicher. V	36	—, Baumaschinen auf der Techn. Messe in Hannover 1955. B. Hille. HA	277
—, Der W 1400 Eimerseil-Schreit- „Großer Ausleger“. K. Latzin. KTB	332	Baustellen. Die Schürfkübel- raupe im Einsatz. G. Kühn. HA	122	—, Modellversuch und Massivbau. P. Lardy. HA	360
—, Entwicklung im amerikanischen — und Laderbau. E. Deck. HA	392	—, Planiertrauben und Planierreifen- schlepper. Ihr gegenwärtiger Entwicklungsstand und ihre Ent- wicklungstendenzen. G. Drees. HA	129	—, Fertigbalken aus vorfabrizierten Hohlblöcken in den USA. G. Franz. KTB	379
—, s. auch Baumaschinen		—, Betonierbrücken und Kabelkran- fahrbahnen bei den Sperren der Oberstufe des Tauernkraftwer- kes Glockner-Kaprun. F. Mes- chan. HA	175	Betonbrücken. Straßenbrücken in USA. W. Klingenberg. HA	117
Balken. Berechnung des Durch- laufträgers auf elastisch senk- baren Stützen. G. Worch. HA	388	—, Der vollmechanisierte Vortrieb im Tunnel- und Stollenbau. F. Meschan. HA	248	Betondecken. Beanspruchung von Flugplatzbefestigungen durch Düsenflugzeuge. P. Wolff. KTB	341
Bandförderanlagen. — für den Baubetrieb. A. Vierling. HA	191	—, Das Hubplatten-Verfahren. K. Zakis. KTB	253	Betonfestigkeit. Die Schwankung der Festigkeit von Beton und ihre Berücksichtigung bei der Herstellung. W. Ihlen- burg. KTB	273
Bandwaagen. Neuzeitliche Bau- —. E. Rathsmann. HA	290	—, Preßluftschleier als Bauhilfs- mittel. E. Bachus. KTB	267	—, Baustoffuntersuchungen als Grundlage der Planung und Bauausführung von Flugplätzen. P. Wolff. KTB	336
Bauberatungsstellen. — des Fachverbandes Zement e. V. V	383	—, Entwicklungen im schweize- rischen Talsperrenbau. G. Schnitter. HA	363	Betonierbrücken. — und Kabelkranfahrbahnen bei den Sperren der Oberstufe des Tau- ernkraftwerkes Glockner-Kap- run. F. Meschan. HA	175
Baubetrieb. Bandförderanla- gen für den —. A. Vierling. HA	191	—, Schnelle Brückenmontage durch Einschwimmen. K. H. Seegers. KTB	407	Betonstraßen. Versuchsstrecke einer vorgespannten Betonstraße in Frankreich. G. Franz. KTB	100
Bauglas. —. O. Völckers. HA ..	385	Baustoffbedarf. — genagel- ter Vollwand-Brettbinder. A. Troche. HA	185	Beulen. Die Druckrohrleitung der Big-Eildon-Sperre (Australien). O. Steinhart und H. Leck. HA	1
Baugrund. Setzungsberechnun- gen starrer Fundamente mit Hilfe des „kennzeichnenden Punktes“. H. Graßhoff. HA ..	53	Behälter. Vorgespannter Was- serhoch— in Dallas (USA). G. Merkle. KTB	340	Bewegungsfugen. Berück- sichtigung der Entstehungstem- peratur und der äußersten Tem- peraturgrenzen bei der Kon- struktion von —. W. Stieda. HA	285
—, Neuere Forschungen über Grün- dungen und ihre Anwendung auf den Entwurf. E. Schultze. KTB	260	Beleuchtung. Bauglas. O. Völckers. HA	385	Bewehrung. Über das Zusammen- wirken von — und Beton in Stahlbetonbauwerken. E. Am- stutz. HA	353
Baukrane. Baumaschinen auf der Techn. Messe in Hannover 1955. B. Hille. HA	277	—, Verkehrs— auf Straßen und Brücken. H. C. Vits. HA	423		
Baumaschinen. Die Neuent- wicklung der Schaufelradbagger. W. Franke. HA	8, 46	Bemessung. Neue n-freie The- orie für Biegebalken. O. Jeske. KTB	271		
—, Frühjahrsschau in München. V	36	Bemessungstafel. Baustoff- bedarf genagelter Vollwand- Bretterbinder. A. Troche. HA	185		
—, Wirtschaftlicher Straßenunterbau durch Bodenvernörtelung. P. Wolff. KTB	108	Bergsenkung. Hüttenwerks- bauten im —gebiet. H. P. Witt. HA	431		
—, Die Schürfkübelraupe im Ein- satz. G. Kühn. HA	122				
—, Planiertrauben und Planierreifen- schlepper. Ihr gegenwärtiger Entwicklungsstand und ihre Ent- wicklungstendenzen. G. Drees. HA	129				

Seite	Seite	Seite
Big-Eildon-Sperre. Die Druckrohrleitung der — (Australien). O. Steinhardt und H. Leck. HA 1	Drehwinkelverfahren. Berechnung des Durchlaufträgers auf elastisch senkbaren Stützen. G. Worch. HA 388	Elastizitätszahl. Feststellungen über den Einfluß luftporenbildender Zusatzmittel auf die Festigkeit und die dynamische — von Beton bei Frostwechseln. K. Walz und G. Weil. HA 15
Binnenschiffahrt. XIX. Internationaler Schiffahrtskongreß. V 383	Druckbehälter. Untersuchungen an geschweißten —n und Rohrleitungen. O. Steinhardt. KTB 105	Entlastungsbauwerk. Hochwasserschutz am Mississippi. F. Orth. KTB 229
Bituminöse Decken. Baustoffuntersuchungen als Grundlage der Planung und Bauausführung von Flugplätzen. P. Wolff. KTB 336	Druckkraftmeßgerät. Ein — von flacher Bauart für exzentrische Lasten. H. Bümheim. KTB 195	Entrostung. DIN 55 928, Anstrich von Stahlbauwerken. Richtlinien. H. O. Kölln / G. Ehlers. V 449
Blechkonstruktion. Gründung der Arbeitsgruppe — der Forschungsgesellschaft Blechverarbeitung. V 311	Druckrohre. Ausbau des Speichwerkes Jablanica, der ersten Wasserkraftanlage im Flußsystem der Neretva in Jugoslawien. D. Carić. HA 201	Entwässerung. Anwendung von Sanddränagen. E. Bachus. KTB 268
Bodenmechanik. Anwendung von Sanddränagen. E. Bachus. KTB 268	Druckrohrleitung. Die — der Big-Eildon-Sperre (Australien). O. Steinhardt und H. Leck. HA 1	Erdbau. Die Neuentwicklung der Schaufelradbagger. W. Franke. HA 8, 46
Bodenvermörtelung. Wirtschaftlicher Straßenunterbau durch —. P. Wolff. KTB 108	Druckstollen. Die Isolierung großer Räume unter Tage. S. W. Markl. HA 55	—, Die Schürfkübelraupe im Einsatz. C. Kühn. HA 122
—, Baumaschinen auf der Techn. Messe in Hannover 1955. B. Hille. HA 277	—, Die Kitimat - Wasserkraftanlage in Kanada. F. Tölke. KTB .. 60	—, Planiertraupen und Planierreifen-schlepper. Ihr gegenwärtiger Entwicklungsstand und ihre Entwicklungstendenzen. G. Drees. HA 129
Bogenstaumauern. Entwicklungen im schweizerischen Talsperrenbau. G. Schnitter. HA 363	—, Die gegenwärtige Entwicklung im Entwurf von — und Fall-schächten für Kavernenkraftwerke. G. Wickert. KTB 414	—, Bandförderanlagen für den Baubetrieb. A. Vierling. HA 191
Bohlwände. Verankerte —. Berechnungsmethoden und Versuche. H. Petermann. KTB .. 329	Druckverteilung. Die gegenwärtige Entwicklung im Entwurf von Druckstollen und Fall-schächten für Kavernenkraftwerke. G. Wickert. KTB 414	—, Baumaschinen auf der Techn. Messe in Hannover 1955. B. Hille. HA 277
Bretterbinder. Baustoffbedarf genagelter Vollwand—. A. Trodie. HA 185	Durchlaufträger. Berechnung des —s auf elastisch senkbaren Stützen. G. Worch. HA 388	—, Baustoffuntersuchungen als Grundlage der Planung und Bauausführung von Flugplätzen. P. Wolff. KTB 336
Brückenbau. — unter besonderer Berücksichtigung des Stahlleichtbaues. A. Hoyden. HA .. 218	Dynamik. — im Hochbau, besonders bei Industriebauten. J. Geiger. HA 210	—, Entwicklung im amerikanischen Bagger- und Laderbau. E. Deck. HA 392
—, Verkehrsbeleuchtung auf Straßen und Brücken. H. C. Vits. HA 423	Eidgenössische Technische Hochschule. Die — in Zürich und ihre Abteilung für Bauingenieurwesen. F. Stüssi. HA 349	Erddruck. Ein Verschiebungsplan für Pfahlroste. E. Krey. HA 226
Bunker. Neuere Gleitschalungsbauten. G. Merkle. HA 41	Einflußlinien. Genaue Berechnung schiefer Trägerrostbrücken mit —. H. Beer / F. Resinger. HA 425	—, In Göteborgs Hafen gebräuchliche Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Bodenstandssicherheiten bei Uferneinfassungen. A. Bergfeld. HA 313
Dachausbildung. Einige Kirchen mit — in Schalenform. K. Hirschfeld. HA 161	Einschwimmen. Schnelle Brückenmontage durch —. K. H. Seegers. KTB 407	—, Eine Berechnung des —s gegen eine lotrechte Wand. Y. Nishida. HA 320
Dämme. Probleme der Gezeitenkraftausnutzung. G. Wickert. HA 93	Eisenbahnbrücken. Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung des Stahlleichtbaues. A. Hoyden. HA 218	—, Verankerte Bohlwände. Berechnungsmethoden und Versuche. H. Petermann. KTB .. 329
Dauerbeanspruchung. Über das Maß für die Höhe der —. F. Schleicher. HA 421	—, Kombinierte Eisenbahn- und Förderbandbrücke bei Calverton. G. Franz. KTB 408	Ermüdung. Über das Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung. F. Schleicher. HA 421
Dauerfestigkeit. Über das Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung. F. Schleicher. HA 421	Eimerkettenbagger. Die Neuentwicklung der Schaufelradbagger. W. Franke. HA .. 8, 46	Erschütterungen. Dynamik im Hochbau, besonders bei Industriebauten. J. Geiger. HA 210
Decken. Neuartige —konstruktion im Stahlskelettbau. F. Herke. HA 299	Elastische Unterlage. Einige Kirchen mit Dachausbildung in Schalenform. K. Hirschfeld. HA 161	Fachwerkbinder. Vorge-spannte stähleerme —. B. Fritz. KTB 255
—, Das Alcoa-Building in Pittsburgh (USA). E. Weiß. KTB .. 342	Elastizitätsmessung. — am gewachsenen Felsen. K. Balk. HA 208	Fahrbahn tafeln. Eine neue Fahrbahn tafel aus Stahl. R. Heckel. HA 58
Dehnungsfugen. Berücksichtigung der Entstehungstemperatur und der äußersten Temperaturgrenzen bei der Konstruktion von Bewegungsfugen. W. Stieda. HA 285	Elastizitätsmodul. Neuere Forschungen über Gründungen und ihre Anwendung auf den Entwurf. E. Schultze. KTB 260	—, Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung des Stahlleichtbaues. A. Hoyden. HA 218
Dehnungsmeßstreifen. Untersuchungen an geschweißten Druckbehältern und Rohrleitungen. O. Steinhardt. KTB 105	Elastizitätstheorie. Eine Berechnung des Erddrucks gegen eine lotrechte Wand. Y. Nishida. HA 320	Faltwerke. Über einige Erweiterungen der Theorie des steifknotigen —s mit prismatischen, schmalen Einzelscheiben. H. Aichinger. HA 397
Diagonalrost. Einige Kirchen mit Dachausbildung in Schalenform. K. Hirschfeld. HA 161		Felsen. Elastizitätsmessungen am gewachsenen —. K. Balk. HA 208
Dock. Königin Elisabeth II-Dock am Manchester-Seekanal. E. Bunnies. KTB 103		Fenster glas. Bauglas. O. Völckers. HA 385
Drahtglas. Bauglas. O. Völckers. HA 385		

	Seite		Seite		Seite
Fertigteile. Bau von Stockwerkrahmen aus —n in Spannbeton. G. Franz. KTB	227	Fugen. Beanspruchung von Flugplatzbefestigungen durch Düsenflugzeuge. P. Wolff. KTB	341	Gründungen. Die San Marcos-Brücke, eine neuartige Seilträgerbrücke. C. J. Hoppe. KTB	441
—, Fertigbalken aus vorfabrizierten Hohlblöcken in den USA. G. Franz. KTB	379	Fundamente. Setzungsrechnungen starrer — mit Hilfe des „kennzeichnenden Punktes“. H. Graßhoff. HA	53	Guyon-Massonnet, Berechnungsverfahren. Betrachtungen zum — von — für freiaufliegende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme. K. Sattler. HA	77
Festigkeit. Feststellungen über den Einfluß luftporenbildender Zusatzmittel auf die — und die dynamische Elastizitätszahl von Beton bei Frostwechseln. K. Walz und G. Weil. HA	15	—, Einige Kirchen mit Dachausbildung in Schalenform. K. Hirschfeld. HA	161	Güteprüfung. Mathematisch-statistische Auswertung der —en von Massenbeton. E. Tremmel und A. Wogrin. HA	28
—, Mathematisch-statistische Auswertung der Güteprüfungen von Massenbeton. E. Tremmel und A. Wogrin. HA	28	—, Schwingungen von Systemen mit mehreren Freiheitsgraden. A. Nesitka. HA	244	Haftspannung. Über das Zusammenwirken von Bewehrung und Beton in Stahlbetonbauwerken. E. Amstutz. HA	353
—, Die Schwankung der — von Beton und ihre Berücksichtigung bei der Herstellung. W. Ihlenburg. KTB	273	Funkturm. Das dritthöchste Bauwerk der Welt steht in Grönland. A. Dürbeck. KTB ..	339	Hallen. Flugzeughalle aus Leichtmetall. O. Suhr. KTB	104
Festigkeitsberechnung. DIN 1080, Zeichen für —en im Bauingenieurwesen. O. Luetkens. V	69	Fußgängersteg. Vorgespannter — bei Whiteleigh nahe Plymouth. G. Franz. KTB	409	—, Autobushalle in London-Stockwell. F. l'Allemand. KTB	157
Flachbagger. Baumaschinen auf der Techn. Messe in Hannover 1955. B. Hille. HA	277	Gaß'sche Verteilung. Mathematisch-statistische Auswertung der Güteprüfungen von Massenbeton. E. Tremmel und A. Wogrin. HA	28	—, Vorgespannte stählerne Fachwerkbinder. B. Fritz. KTB ..	255
Flammstrahlen. DIN 55 928, Anstrich von Stahlbauwerken. Richtlinien. H. O. Kölln/G. Ehlers. V	449	Gefäßwaagen. Neuzeitliche Bauwaagen. E. Rathsmann. HA	290	—, Eine weitgespannte Shedhalle. G. Kirchner. HA	405
Flächentragwerke. Autobushalle in London-Stockwell. F. l'Allemand. KTB	157	Geländer. Straßenbrücken in USA. W. Klingenberg. HA	117	Hauptspannung. Über das Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung. F. Schleicher. HA	421
Flugplätze. Anwendung von Sanddränagen. E. Bachus. KTB	268	Geschichte. Die Eidgenössische Technische Hochschule in Zürich und ihre Abteilung für Bauingenieurwesen. F. Stüssi. HA	349	Häfen. Der Hafen von Dünkirchen. E. Bunnies. KTB	66
—, Baustoffuntersuchungen als Grundlage der Planung und Bauausführung von —n. P. Wolff. KTB	336	Gezeitenkraftausnutzung. Probleme der —. G. Wickert. HA	93	—, Königin Elisabeth II-Dock am Manchester-Seekanal. E. Bunnies. KTB	103
Flugplatzbefestigung. Beanspruchung von —en durch Düsenflugzeuge. P. Wolff. KTB	341	Glas. Bau—. O. Völckers. HA	385	—, Ein neuer Pier in Hoboken, N.Y. F. Orth. KTB	112
Flugzeughalle. — aus Leichtmetall. O. Suhr. KTB	104	Gleisrücken. Die Neuentwicklung der Schaufelradbagger. W. Franke. HA	8, 46	—, Der Hafen von Boulogne-Sur-Mer. E. Bunnies. KTB	259
Flußbau. Hochwasserschutz am Mississippi. F. Orth. KTB	229	Gleitflächen. In Göteborgs Hafen gebräuchliche Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Bodenstandssicherheiten bei Uferneinfassungen. A. Bergfelt. HA	313	—, Anwendung von Sanddränagen. E. Bachus. KTB	268
—, Schotter-„Würste“ als Schutz gegen Erosion. E. Jacoby. KTB	232	Gleitlinie. In Göteborgs Hafen gebräuchliche Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Bodenstandssicherheiten bei Uferneinfassungen. A. Bergfelt. HA	313	—, In Göteborgs Hafen gebräuchliche Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Bodenstandssicherheiten bei Uferneinfassungen. A. Bergfelt. HA	313
—, Das Katastrophenhochwasser bei Lynmouth (England) im August 1952. G. Wickert. KTB	233	Gleitschalung. Neuere —sbauten. G. Merkle. HA	41	—, Der Hafen von Cherbourg. E. Bunnies. KTB	345
Formänderungen. Modellversuch und Massivbau. P. Lardy. HA	360	Grundbau. Elastizitätsmessungen am gewachsenen Felsen. K. Balk. HA	208	—, Der Hafen von Caen. E. Bunnies. KTB	411
Förderbandanlage. Kombinierte Eisenbahn- und Förderbandbrücke bei Calverton. G. Franz. KTB	408	Grundwasserabsenkung. Unterwasserpumpen. E. Rathsmann. HA	143	Hängebrücken. Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung des Stahlleichtbaues. A. Hoyden. HA	218
Förderbänder. Die Neuentwicklung der Schaufelradbagger. W. Franke. HA	8, 46	Gründungen. Die geschweißte Ausbildung einer Pumpenhausgründung. K. Latzin. KTB ..	63	—, Die San Marcos-Brücke, eine neuartige Seilträgerbrücke. C. J. Hoppe. KTB	441
Freischwimmbad. Der Bau eines —es Koblenz-Oberwerth. H. Helm. HA	286	—, Pfeilertiefgründung mit Stahlbetonfertigteilen. E. Bachus. KTB	109	—, Die Mackinac Straits Brücke, USA. K. H. Seegers, KTB	444
Frostbeständigkeit. Feststellungen über den Einfluß luftporenbildender Zusatzmittel auf die Festigkeit und die dynamische Elastizitätszahl von Beton bei Frostwechseln. K. Walz und G. Weil. HA	15	—, Unterwasserpumpen. E. Rathsmann. HA	143	—, Ergänzungsarbeiten bei der Golden Gate Brücke. K. H. Seegers. KTB	445
—, Straßenverkehr und Straßenbau in der Schweiz. M. Stahel. HA	368	—, Ein Verschiebungsplan für Pfahlroste. E. Krey. HA	226	Hebevorrichtung. Ein Druckkraftmeßgerät von flacher Bauart für exzentrische Lasten. H. Bümheim. KTB	195
Fugen. Berücksichtigung der Entstehungstemperatur und der äußersten Temperaturgrenzen bei der Konstruktion von Bewegungen—. W. Stieda. HA ..	285	—, Neuere Forschungen über — und ihre Anwendung auf den Entwurf. E. Schultze. KTB ..	260	Hochbau. Neuere Gleitschalungsbauten. G. Merkle. HA	41

Seite	Seite	Seite
Hochbau. Neuartige Decken- konstruktion im Stahlskelettbau. F. Herke. HA 299	Kabel. Die Mackinac Straits Brücke, USA. K. H. Seegers. KTB 444	Lastaufteilung. Ein erwei- tertes —sverfahren zur verein- fachten Plattenberechnung. H. Beck. HA 150
—, Fertigbalken aus vorfabrizierten Hohlblöcken in den USA. G. Franz. KTB 379	—, Ergänzungsarbeiten bei der Gol- den Gate Brücke. K. H. Seegers. KTB 445	Lastübertragung. — auf Stahlpfähle. W. Pohle. HA .. 20
—, Schutzraumbau im konstruk- tiven —, V 384	Kabelkrane. Betonierbrücken und Kabelkranfahrbahnen bei den Sperren der Oberstufe des Tauernkraftwerkes Glockner- Kaprun. F. Meschan. HA 175	Lastverteilung. Betrachtun- gen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für frei- aufliegende Trägerroste und Er- weiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme. K. Sattler. HA 77
—, Bauglas. O. Völckers. HA 385	—, s. auch Baumaschinen.	Leichtfahrbahn. Straßen- brücken in USA. W. Klingenberg. HA 117
Hochfeste Schrauben. — — in der amerikanischen Stahlbaupraxis. W. Schmid. KTB 436	Kaianlagen. Der Hafen von Boulogne-Sur-Mer. E. Bunnies. KTB 259	—, Brückenbau unter besonderer Be- rücksichtigung des Stahlleicht- baues. A. Hoyden. HA 218
—, Zugversuche mit großen Träger- anschlüssen. W. Schmid. KTB 439	—, Der Hafen von Caen. E. Bun- nies. KTB 411	Leichtmetall. Flugzeughalle aus —, O. Suhr. KTB 104
Hochschulen. Die Eidgenös- sische Technische Hochschule in Zürich und ihre Abteilung für Bauingenieurwesen. F. Stüssi. HA 349	Kammerschleuse. Schwall- freies Füllen einer —, H. Witt- mann und G. Wickert. HA 25	—, Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung des Stahlleicht- baues. A. Hoyden. HA 218
Hochwasser. —schutz am Mississippi. F. Orth. KTB .. 229	Kavernen. Das Wasserkraft- werk Sozerzene an der Piave. J. Frank. KTB 197	—, Das Alcoa-Building in Pitts- burgh (USA). E. Weiß. KTB .. 342
—, Das Katastrophen— bei Lyn- mouth (England) im August 1952. G. Wickert. KTB 233	—, Ausbau des Speicherwerkes Jablanica, der ersten Wasser- kraftanlage im Flußsystem Ne- retva in Jugoslawien. D. Carić. HA 201	—, s. auch Aluminium.
—, entlastungsanlagen mit kreis- förmiger Überlaufkrone. G. Wickert. KTB 263	—, Die Stollenarbeiten bei der An- zapfung des Issarlès-See's in Südfrankreich. E. Bachus. KTB 230	Leuchten. Verkehrsbeleuchtung auf Straßen und Brücken. H. C. Vits. HA 423
Hohlblöcke. Fertigbalken aus vorfabrizierten —n in den USA. G. Franz. KTB 379	—, Die —kraftwerke Kilforsen und Stornorrfors in Schweden. E. Bachus. KTB 344	Luftporen. Feststellungen über den Einfluß luftporenbildender Zusatzmittel auf die Festigkeit und die dynamische Elastizitäts- zahl von Beton bei Frostwech- seln. K. Walz und G. Weil. HA 15
Holzbau. Dreiländer-Holztagung W. Stoy und G. Dröge. V 37	—, Die gegenwärtige Entwicklung im Entwurf von Druckstollen und Fallschächten für —kraft- werke. G. Wickert. KTB 414	Massenbeton. Mathematisch- statistische Auswertung der Güte- prüfungen von —, E. Tremmel und A. Wogrin. HA 28
—, Baustoffbedarf genagelter Voll- wand-Bretterbinder. A. Troche. HA 185	Kirchen. Einige — mit Dach- ausbildung in Schalenform. K. Hirschfeld. HA 161	—, Betonierbrücken und Kabelkran- fahrbahnen bei den Sperren der Oberstufe des Tauernkraftwerkes Glockner-Kaprun. F. Me- schan. HA 175
Holzfaserplatten. — — ein Baustoff mit Zukunft. G. Endler. V 36	Knickversuche. Neuere Er- kenntnisse aus —n. W. Schmid. KTB 156	Massivbau. Modellversuch und —, P. Lardy. HA 360
Holztagung. Dreiländer—. W. Stoy und G. Dröge. V 37	Kraftwerk. Ausbau des Spei- cherwerkes Jablanica, der ersten Wasserkraftanlage im Fluß- system Neretva in Jugoslawien. D. Carić. HA 201	Maßordnung. — im Hochbau. Neuausgabe von DIN 4172 (Juli 1955). V 383
Hosenrohr. Die Druckrohr- leitung der Big-Eildon-Sperre (Australien). O. Steinhart und H. Leck. HA 1	—, Die Stollenarbeiten bei der An- zapfung des Issarlès-See's in Südfrankreich. E. Bachus. KTB 230	Mast. Aufwickelbarer Träger oder —, H. Bürnheim. KTB 104
Hubplatten-Verfahren. Das —, K. Zakis. KTB 253	Krane. Königin Elisabeth II- Dock am Manchester-Seekanal. E. Bunnies. KTB 103	Meßgeräte. Ein Druckkraft- meßgerät von flacher Bauart für exzentrische Lasten. H. Bürn- heim. KTB 195
Hüttenwerksbauten. — im Bergsenkungsgebiet. H. P. Witt. HA 431	—, Baumaschinen auf der Techn. Messe in Hannover 1955. B. Hille. HA 277	—, Über das Zusammenwirken von Bewehrung und Beton in Stahl- betonbauwerken. E. Amstutz. HA 353
Hydrodynamik. Schwallfreies Füllen einer Kammerschleuse. H. Wittmann und G. Wickert. HA 25	—, s. auch Baumaschinen.	Messungen. Tagung über — an Bauwerken. V 76
—, Abfluß über hohe Wehre. G. Wickert. KTB 63	Kriechen. Plastische Verfor- mungen an der Nibelungen- brücke Worms. A. Mehmel und T. Fey. HA 90	—, Plastische Verformungen an der Rheinbrücke Worms. A. Mehm- mel und T. Fey. HA 90
—, Modellversuche für Saug- schläuche. G. Wickert. KTB .. 154	—, Strenge Untersuchung des Verbund- fachwerkträgers. G. Niti- siotas. HA 240	Mitteilungen aus der In- dustrie. Der CASTOLIN- Schweißer. MI 40
—, Zur Berechnung von Wehrab- stürzen. W. Ertl. HA 237	Kuppeln. Einige Kirchen mit Dachausbildung in Schalenform. K. Hirschfeld. HA 161	—, 75 Jahre Gebrüder Mayer, EB- lingen. MI 40
—, Die hydraulischen Grundlagen geschlossener Überlaufkanäle. P. Böss. KTB 258	Kurse. REFA im Baubetrieb. V 36	—, Schönebecker Rohrfilter. MI .. 40
—, Hochwasserentlastungsanlagen mit kreisförmiger Überlaufkrone. G. Wickert. KTB 263	—, Ziele und Aufgaben der Techni- schen Akademie. V 384	—, Technik und Farbe. MI 40
—, Die gegenwärtige Entwicklung im Entwurf von Druckstollen und Fallschächten für Kavernen- kraftwerke. G. Wickert. KTB .. 414	Kühlung. Entwicklungen im schweizerischen Talsperrenbau. G. Schnitter. HA 363	—, Junkers-Installation in Hoch- häusern. MI 76
Industriebau. Hüttenwerks- bauten im Bergsenkungsgebiet. H. P. Witt. HA 431	Lader. Entwicklung im ameri- kanischen Bagger- und —bau. E. Deck. HA 392	—, Rapidograph mit Rotring. MI .. 160
Injektion. Die Isolierung großer Räume unter Tage. S. W. Markl. HA 55		—, Baustahlgewebe. MI 312
Isolierung. Die — großer Räume unter Tage. S. W. Markl. HA 55		—, Erfolge mit BETOSIT. MI 312
		—, Studienreisen. V 348
		—, Druckluft - Betonförderung. MI 384
		—, Baumaschinen der ABC. MI .. 420
		—, Kletter-Turmdrehkran. MI 452

	Seite		Seite		Seite
Modelle. Die Druckrohrleitung der Big-Eildon-Sperre (Australien). O. Steinhardt und H. Leck. HA	1	Pfahlroste. Ein Verschiebungsplan für —. E. Krey. HA	226	Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen. Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung des Stahlleichtbaues. A. Hoyden. HA ..	218
—, Spannungsoptische Untersuchungen an einer Pfeilerkopf-Staumauer. K. Hirschfeld. KTB	32	Pfähle. In Göteborgs Hafen gebräuchliche Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Bodenstandsicherheiten bei Uferbefestigungen. A. Bergfeld. HA	313	—, Wettbewerb 1954 zum Bau einer — oder eines Tunnels in Köln im Zuge Klappergasse-Gotenring. V	419
—, Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für freiaufhängende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme. K. Sattler. HA	77	Pfeilerkopf-Staumauer. Spannungsoptische Untersuchungen an einer —. K. Hirschfeld. KTB	32	Risse. Über das Zusammenwirken von Bewehrung und Beton in Stahlbetonbauwerken. E. Amstutz. HA	353
—, Modellversuche für Saugschläuche. G. Wickert. KTB	154	Pfluglader. Entwicklung im amerikanischen Bagger- und Laderbau. E. Deck. HA	392	Rohrleitung. Untersuchungen an geschweißten Druckbehältern und —en. O. Steinhardt. KTB	105
—, Modellversuch und Massivbau. P. Lardy. HA	360	Pier. Ein neuer — in Hoboken, N.Y. F. Ort. KTB	112	Rostschutz. DIN 55 928, Anstrich von Stahlbauwerken. Richtlinien. H. O. Kölln, G. Ehlers. V	449
Momentenausgleich. Genaue Berechnung schiefer Trägerrostbrücken mit Einflußlinien. H. Beer/F. Resinger. HA	425	Planierraupen. —n und Planierreifenschlepper. Ihr gegenwärtiger Entwicklungsstand und ihre Entwicklungstendenzen. G. Drees. HA	129	Rutschgefahr. — bei Nässe. J. Schlums. KTB	340
Montage. Versetzen von 34 m hohen Fachwerk-Stahlmasten. G. Drees. KTB	307	—, Baumaschinen auf der Techn. Messe in Hannover 1955. B. Hille. HA	277	Rüstung. Schale in der Form eines gleichseitigen dreieckigen Kugelsegments. W. Ihlenburg. KTB	270
—, Schnelle Brücken — durch Einschwimmen. K. H. Seegers. KTB	407	Planierreifenschlepper. Planierraupen und —. Ihr gegenwärtiger Entwicklungsstand und ihre Entwicklungstendenzen. G. Drees. HA	129	Rütteln. Die Verarbeitbarkeit von gerütteltem Beton. W. Ihlenburg. KTB	334
—, Hochfeste Schrauben in der amerikanischen Stahlbaupraxis. W. Schmid. KTB	436	Plastische Verformungen. — an der Nibelungenbrücke Worms. A. Mehmel und T. Fey. HA	90	Sanddrainagen. Anwendung von —. E. Bachus. KTB	268
—, Die San Marcos-Brücke, eine neuartige Seilträgerbrücke. C. J. Hoppe. KTB	441	Platten. Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für freiaufhängende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme. K. Sattler. HA	77	Saugebagger. Ein neuer leistungsfähiger Schneidkopf—. L. Rasper. HA	326
—, Ergänzungsarbeiten bei der Golden Gate Brücke. K. H. Seegers. KTB	445	—, Ein erweitertes Lastaufteilungsverfahren zur vereinfachten —berechnung. H. Beck. HA	150	Saugschläuche. Modellversuche für —. G. Wickert. KTB	154
Naßbagger. Ein neuer leistungsfähiger Schneidkopf-Saugbagger. L. Rasper. HA	326	Preßluftschleier. — als Bauhilfsmittel. E. Bachus. KTB	267	Schalen. Die Druckrohrleitung der Big-Eildon-Sperre (Australien). O. Steinhardt und H. Leck. HA	1
n-freie Theorie. Neue — für Biegebalken. O. Jeske. KTB ..	271	Probekonstruktion. Grundlegende — für eine Pfahlgründung in USA. K. Förster. KTB	334	—, Einige Kirchen mit Dachausbildung in —form. K. Hirschfeld. HA	161
Nieten. Neuere amerikanische Versuche mit hochfesten Schrauben. W. Schmid. KTB	302	Pumpen. Unterwasser—. E. Rathsmann. HA	143	—, Ein Beitrag zur Berechnung isotroper, kreiszylindrischer —dächer. R. Aschenbrenner und H. A. Lange. HA	171
Nil. Wasserwirtschaftliche Erhebungen im —becken. G. Wickert. KTB	256	Rahmenfundament. Schwingungen von Systemen mit mehreren Freiheitsgraden. A. Nesitka. HA	244	—, Schale in der Form eines gleichseitigen dreieckigen Kugelsegments. W. Ihlenburg. KTB	270
Normen. DIN 1080, Zeichen für Festigkeitsberechnungen im Bauingenieurwesen. O. Luetkens. V	69	Raupenfahrwerk. Die Schürfkübelraupe im Einsatz. C. Kühn. HA	122	—, Über einige Erweiterungen der Theorie des steifknotigen Faltwerkes mit prismatischen, schmalen Einzelscheiben. H. Aichinger. HA	397
—, Aluminium im Hochbau (DIN 4113). V	236	Raupenschlepper. Planierraupen und Planierreifenschlepper. Ihr gegenwärtiger Entwicklungsstand und ihre Entwicklungstendenzen. G. Drees. HA	129	—, Eine weitgespannte Shedhalle. G. Kirchner. HA	405
—, Richtlinien für Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittlerer Belastung des Baugrundes. DIN 4019, Bl. 1. V	311	REFA. — im Baubetrieb. V	36	Schalung. Neuere Gleitschalungsbauten. G. Merkle. HA	41
—, Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Zu DIN 4149. V ..	348	Regen. Künstlicher —. G. Wickert. KTB	66	—, Autobushalle in London-Stockwell. F. l'Allemand. KTB	157
—, Neue Deutsche Baugrundnormen. V	348	Rheinbrücke Worms. Plastische Verformungen an der Nibelungenbrücke Worms. A. Mehmel und T. Fey. HA	90	Schaufelradbagger. Die Neuentwicklung der —. W. Franke. HA	8, 46
—, DIN 1000: Stahlbau-Ausführung außer Stahlwasserbauten, Eisenbahn- und Straßenbrücken. V ..	383	—, Düsseldorf-Neuß. Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung des Stahlleichtbaues. A. Hoyden. HA	218	Scheiben. Über einige Erweiterungen der Theorie des steifknotigen Faltwerkes mit prismatischen, schmalen Einzel—. H. Aichinger. HA	397
—, Maßordnung im Hochbau. Neuausgabe von DIN 4172 (Juli 1955). V	383			Schiffahrtskongreß. XIX. Internationaler —. V	383
—, DIN 55 928, Anstrich von Stahlbauwerken. Richtlinien. H. O. Kölln/G. Ehlers. V	449			Schleusen. Schwallfreies Füllen einer Kammerschleuse. H. Wittmann und G. Wickert. HA	25
Pfahlgründung. Lastübertragung auf Stahlpfähle. W. Pohle. HA	20			—, Königin Elisabeth II-Dock am Manchester-Seekanal. E. Bunnie. KTB	103
—, Der Hafen von Dünkirk. E. Bunnie. KTB	66			Schotter-Würste. — „—“ als Schutz gegen Erosion. E. Jacoby. KTB	232
—, Ein neuer Pier in Hoboken, N.Y. F. Orth. KTB	112				
—, Der Hafen von Boulogne-Sur-Mer. E. Bunnie. KTB	259				
—, Grundlegende Probekonstruktionen für eine — in USA. K. Förster. KTB	334				

	Seite		Seite		Seite
Schrauben. Neuere amerikanische Versuche mit hochfesten —, W. Schmid. KTB	302	Senkung. Hüttenwerksbauten im Bergsenkungsgebiet. H. P. Witt. HA	431	Stahlbau. Die geschweißte Ausbildung einer Pumpenhausgründung. K. Latzin. KTB	63
—, Hochfeste — in der amerikanischen Stahlbaupraxis. W. Schmid. KTB	436	Setzungen. Setzungsberechnungen starrer Fundamente mit Hilfe des „kennzeichnenden Punktes“. H. Graßhoff. HA	53	—, DIN 1080, Zeichen für Festigkeitsberechnungen im Bauingenieurwesen. O. Luetkens. V ..	69
—, Zugversuche mit großen Trägeranschlüssen. W. Schmid. KTB	439	—, Neuere Forschungen über Gründungen und ihre Anwendung auf den Entwurf. E. Schultze. KTB	260	—, Aufwickelbarer Träger oder Mast. H. Bürnheim. KTB	104
Schreitbagger. Der W 1400 Eimerseil— „Großer Ausleger“. K. Latzin. KTB	332	—, Anwendung von Sanddränagen. E. Bachus. KTB	268	—, Neuere amerikanische Versuche mit hochfesten Schrauben. W. Schmid. KTB	302
Schubfluß. Eine weitgespannte Shedhalle. G. Kirchner. HA ..	405	—, Richtlinien für Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung des Baugrundes. DIN 4019, Bl. I. V	311	—, Der W 1400 Eimerseil-Schreitbagger „Großer Ausleger“. K. Latzin. KTB	332
Schubmittelpunkt. Optimale Formgebung bei torsionsbeanspruchten I- und [-Querschnitten. P. Sahmel. HA	403	Shedhallen. Eine weitgespannte Shedhalle. G. Kirchner. HA	405	—, Das dritthöchste Bauwerk der Welt steht in Grönland. A. Dürbeck. KTB	339
—, Eine weitgespannte Shedhalle. G. Kirchner. HA	405	Shedschalen. Modellversuch und Massivbau. P. Lardy. HA	360	—, Ungleichförmige Torsion von gewalzten und zusammengesetzten Trägern mit I-Querschnitt. R. Barbré. KTB	373
Schutzraum. —bau im konstruktiven Hochbau. V	384	Silo. Neuere Gleitschalungsbauten. G. Merkle. HA	41	—, Torsion doppeltsymmetrischer I-Träger. R. Barbré. KTB	376
Schürfkübelraupe. Die — im Einsatz. G. Kühn. HA	122	—, Getreide— in Spannbeton. F. l'Allemand. KTB	110	—, DIN 1000: Stahlbau — Ausführung außer Stahlwasserbauten, Eisenbahn- u. Straßenbrücken. V	383
Schürfwagen. Baumaschinen auf der Technischen Messe in Hannover 1955. B. Hille. HA ..	277	Spannbeton. Versuchsstrecke einer vorgespannten Betonstraße in Frankreich. G. Franz. KTB	100	—, Optimale Formgebung bei torsionsbeanspruchten I- und [-Querschnitten. P. Sahmel. HA	403
Schürzen. Über die Tiefgründung von wasserdichten —, K. Balk. HA	322	—, Getreidesilo in —. F. l'Allemand. KTB	110	—, Über das Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung. F. Schleicher. HA	421
Schwall. —freies Füllen einer Kammerschleuse. H. Wittmann und G. Wickert. HA	25	—, Ein neuer Pier in Hoboken, N.Y. F. Orth. KTB	112	—, Hochfeste Schrauben in der amerikanischen Stahlbaupraxis. W. Schmidt. KTB	436
Schwarzdecken. Beanspruchung von Flugplatzbefestigungen durch Düsenflugzeuge. P. Wolff. KTB	341	—, Bau von Stockwerkrahmen aus Fertigteilen in —. G. Franz. KTB	227	—, Zugversuche mit großen Trägeranschlüssen. W. Schmid. KTB ..	439
Schweißen. Die Druckrohrleitung der Big-Eildon-Sperre (Australien). O. Steinhardt und H. Leck. HA	1	—, Vorgespannter Wasserhochbehälter in Dallas (USA). G. Merkle. KTB	340	—, DIN 55 928, Anstrich von — werken. Richtlinien. H. O. Kölln / G. Ehlers. V	449
—, Die geschweißte Ausbildung einer Pumpenhausgründung. K. Latzin. KTB	63	—, Kombinierte Eisenbahn- und Förderbandbrücke bei Calverton. G. Franz. KTB	408	Stahlbeton. DIN 1080, Zeichen für Festigkeitsberechnungen im Bauingenieurwesen. O. Luetkens. V	69
—, Untersuchungen an geschweißten Druckbehältern und Rohrleitungen. O. Steinhardt. KTB	105	—, Vorgespannter Fußgängersteg bei Whiteleigh nahe Plymouth. G. Franz. KTB	409	—, Pfeilertiefgründung mit —fertigteilen. E. Bachus. KTB	109
Schwimmbagger. Ein neuer leistungsfähiger Schneidkopf-Saugbagger. L. Rasper. HA ..	326	—, s. auch Vorspannung.		—, Getreidesilo in Spannbeton. F. l'Allemand. KTB	110
Schwinden. Plastische Verformungen an der Nibelungenbrücke Worms. A. Mehmel und T. Fey. HA	90	Spannungsoptik. Spannungsoptische Untersuchungen an einer Pfeilerkopf-Staumauer. K. Hirschfeld. KTB	32	—, Autobushalle in London-Stockwell. F. l'Allemand. KTB	157
—, Strenge Untersuchung des Verbundfachwerkträgers. G. Nitsiotas. HA	240	Sprengungen. Preßluftschleier als Bauhilfsmittel. E. Bachus. KTB	267	—, Einige Kirchen mit Dachausbildung in Schalenform. K. Hirschfeld. HA	161
Schwingungen. Das Wasserwerk Soverzene an der Piave. J. Frank. KTB	197	Spundbohlen. Verankerte Bohlwände. Berechnungsmethoden und Versuche. H. Petermann. KTB	329	—, Ein Beitrag zur Berechnung isotroper, kreiszyklischer Schalen-dächer. R. Aschenbrenner und H. A. Lange. HA	171
—, Dynamik im Hochbau, besonders bei Industriebauten. J. Geiger. HA	210	Spundwand. In Göteborgs Hafen gebräuchliche Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Bodenstandsicherheiten bei Ufer-einfassungen. A. Bergfeld. HA	313	—, Schale in der Form eines gleichseitigen dreieckigen Kugelsegments. W. Ihlenburg. KTB	270
—, Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung des Stahlleichtbaues. A. Hoyden. HA	218	—, Verankerte Bohlwände. Berechnungsmethoden und Versuche. H. Petermann. KTB	329	—, Neue n-freie Theorie für Biegebalken. O. Jeske. KTB	271
—, von Systemen mit mehreren Freiheitsgraden. A. Nesitka. HA	244	Stabbogen. Modellversuch und Massivbau. P. Lardy. HA	360	—, Der Bau eines Freischwimm-bades Koblenz-Oberwerth. H. Helm. HA	286
Seeschifffahrt. XIX. Internationaler Schifffahrtkongreß. V.	383	Stabilität. Neuere Erkenntnisse aus Knickversuchen. W. Schmid. KTB	156	—, Über das Zusammenwirken von Bewehrung und Beton in —bauwerken. E. Amstutz. HA	353
Segmentwehr. Automatisches —. F. Hartung. KTB	62	—, Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung des Stahlleichtbaues. A. Hoyden. HA	218	—, Über einige Erweiterungen der Theorie des steifknotigen Faltwerkes mit prismatischen, schmalen Einzelscheiben. H. Aichinger. HA	397
Seilträgerbrücke. Die San Marcos-Brücke, eine neuartige —. C. J. Hoppe. KTB	441	Stahlbau. Die Neuentwicklung der Schaufelradbagger. W. Franke. HA	8, 46	—, Eine weitgespannte Shedhalle. G. Kirchner. HA	405
Senkkasten. Die geschweißte Ausbildung einer Pumpenhausgründung. K. Latzin. KTB	63	—, Eine neue Fahrbahntafel aus Stahl. R. Heckel. HA	58	—, Kombinierte Eisenbahn- und Förderbandbrücke bei Calverton. G. Franz. KTB	408
				—, Vorgespannter Fußgängersteg bei Whiteleigh nahe Plymouth. G. Franz. KTB	409

	Seite		Seite		Seite
Stahlbetonbrücken. Plasti-		Statik. Strenge Untersuchung des		Straßenbrücken. Brückenbau	
sche Verformungen an der Nibe-		Verbundfachwerkträgers.		unter besonderer Berücksichti-	
lungenbrücke Worms.		C. Nitsiotas. HA 240		gung des Stahlleichtbaues.	
A. Mehmel und T. Fey. HA .. 90		—, Vorgespannte stählerne Fach-		A. Hoyden. HA 218	
Stahlbetonfertigteile.		werkbinder. B. Fritz. KTB .. 255		—, Die San Marcos-Brücke, eine	
Pfeiltiefgründung mit —n.		—, Modellversuch und Massivbau.		neuartige Seilträgerbrücke. C. J.	
E. Bachus. KTB 109		P. Lardy. HA 360		Hoppe. KTB 441	
Stahlbrücken. Straßenbrücken		—, Ungleichförmige Torsion von ge-		Straßendecke. Rutschgefahr	
in USA. W. Klingenberg. HA .. 117		walzten und zusammengesetz-		bei Nässe. J. Schlums. KTB .. 340	
—, Brückenbau unter besonderer		ten Trägern mit I-Querschnitt.		Straßenhobel. Baumaschinen	
Berücksichtigung des Stahlleicht-		R. Barbré. KTB 373		auf der Techn. Messe in Han-	
baues. A. Hoyden. HA 218		—, Torsion doppelsymmetrischer I-		nover 1955. B. Hille. HA 277	
—, Schnelle Brückenmontage durch		Träger. R. Barbré. KTB 376		Straßenverkehr. — und	
Einschwimmen. K. H. Seegers.		—, Berechnung des Durchlaufträgers		Straßenbau in der Schweiz.	
KTB 407		auf elastisch senkbaren Stützen.		M. Stahel. HA 368	
—, Die San Marcos-Brücke, eine		G. Worch. HA 388		Studienreisen. — MI 348	
neuartige Seilträgerbrücke.		—, Über einige Erweiterungen der		Tagebau. Die Neuentwicklung	
C. J. Hoppe. KTB 441		Theorie des steifknotigen Falt-		der Schaufelradbagger.	
—, Die Mackinac Straits Brücke,		werkes mit prismatischen, schma-		W. Franke. HA 8, 46	
USA. K. H. Seegers. KTB .. 444		len Einzelscheiben.		Tagungen. Dreiländer-Holz-	
Stahlhochbau. Das Hubplat-		H. Aichinger. HA 397		tagung. W. Stoy und G. Dröge.	
ten-Verfahren. K. Zakis. KTB 253		—, Eine weitgespannte Shedhalle.		V 37	
—, Das Alcoa-Building in Pitts-		G. Kirchner. HA 405		—, Zweiter Kongreß der Fédération	
burgh (USA). E. Weiß. KTB .. 342		—, Genaue Berechnung schiefer Trä-		Internationale de la Précon-	
—, Hüttenwerksbauten im Bergsen-		gerostbrücken mit Einfluß-		trainte (F.I.P.). V 37	
nungsgebiet. H. P. Witt. HA .. 431		linien. H. Beer/F. Resinger. HA 425		—, Genossenschaftsversammlung des	
Stahlleichtbau. Brückenbau		Stockwerkrahmen. Bau von		Ruhrverbandes und Ruhrtal-	
unter besonderer Berücksichti-		— aus Fertigteilen in Spann-		sperrenvereins. V 75	
gung des —es. A. Hoyden. HA 218		beton. G. Franz. KTB 227		—, Deutscher Beton-Verein. V 76	
Stahlmaste. Versetzen von 34m		Stollen. Die Kitimat-Wasser-		—, Tagung über Messungen an Bau-	
hohen Fachwerk—n. G. Drees.		kraftanlage in Kanada. F. Tölke.		werken. V 76	
KTB 307		KTB 60		—, X. Straßenkongreß in Istanbul	
Stahlpfähle. Lastübertragung		—, Ausbau des Speicherwerkes Jab-		im September 1955. V 76	
auf —e. W. Pohle. HA 20		lanica, der ersten Wasserkraft-		—, F. I. P. V 116	
Stahlrohre. Die gegenwärtige		anlage im Flußsystem Neretva		—, Die große schweißtechnische	
Entwicklung im Entwurf von		in Jugoslawien. D. Carić. HA 201		Tagung 1955. V 116	
Druckstollen und Fallschächten		—, Die —arbeiten bei der An-		—, Tragwerke und Form im Beton-	
für Kavernenkraftwerke.		zapfung des Issarles-Sees in Süd-		bau. V 160	
G. Wickert. KTB 414		frankreich. E. Bachus. KTB .. 230		—, Große schweißtechnische Tagung	
Stahlrost. Brückenbau unter		—, Der vollmechanisierte Vortrieb		des DVS. F. Schleicher. V 311	
besonderer Berücksichtigung des		im Tunnel- und —bau. F. Me-		—, XIX. Internationaler Schiffs-	
Stahlleichtbaues. A. Hoyden. HA 218		schan. HA 248		kongreß. V 383	
Stahlskelettbau. Neuartige		—, Tunnelbau mit neuartigen Hilfs-		—, Baugrundtagung 1956. V 384	
Deckenkonstruktion im —.		geräten und Betoniermethoden.		—, Der Ingenieur in Europa. V .. 419	
F. Herke. HA 299		G. Drees. KTB 308		—, Verkehrsmöglichkeiten im Win-	
Stahlwasserbau. Die Druck-		—, Die gegenwärtige Entwicklung		ter. V 419	
rohrleitung der Big-Eildon-		im Entwurf von Druck- und		Talsperren. Spannungsoptische	
Sperre (Australien). O. Stein-		Fallschächten für Kavernenkraft-		Untersuchungen an einer Pfeiler-	
hardt und H. Leck. HA 1		werke. G. Wickert. KTB 414		kopf-Staumauer. K. Hirschfeld.	
—, Automatisches Segmentwehr.		—, Der —bau des Cadumaprojek-		KTB 32	
F. Hartung. KTB 62		tes in Californien. E. Bachus.		—, Die Kitimat-Wasserkraftanlage	
Standicherheit. In Göte-		KTB 413		in Kanada. F. Tölke. KTB 60	
borgs Hafen gebräuchliche Be-		—, s. auch Tunnelbau.		—, Genossenschaftsversammlung des	
rechnungsmethoden zur Ermitt-		Stoßzuschlag. Dynamik im		Ruhrverbandes und Ruhrtal-	
lung der Boden—en bei Ufer-		Hochbau, besonders bei Indu-		sperrenvereins. V 75	
einfassungen. A. Bergfeld. HA 313		striebauten. J. Geiger. HA .. 210		—, Betonierbrücken und Kabelkran-	
Statik. Mathematisch-statistische		Straßen. Versuchsstrecke einer		fahrbahnen bei den Sperren der	
Auswertung der Güteprüfungen		vorgespannten Betonstraße in		Oberstufe des Tauernkraftwer-	
von Massenbeton.		Frankreich. G. Franz. KTB .. 100		kes Glockner-Kaprun. F. Me-	
E. Tremmel und A. Wogrin. HA 28		—, Wirtschaftlicher —unterbau		schan. HA 175	
—, DIN 1080, Zeichen für Festig-		durch Bodenvermörtelung.		—, Ausbau des Speicherwerkes Jab-	
keitsberechnungen im Bauinge-		P. Wolff. KTB 108		lanica, der ersten Wasserkraft-	
nieurwesen. O. Luetkens. V .. 69		—, —brücken in USA. W. Klingen-		anlage im Flußsystem Neretva	
—, Betrachtungen zum Berechnungs-		berg. HA 117		in Jugoslawien. D. Carić. HA 201	
verfahren von Guyon-Massonnet		—, Baumaschinen auf der Techn.		—, Elastizitätsmessungen am ge-	
für freiaufliegenden Trägerroste		Messe in Hannover 1955.		wachsenen Felsen. K. Balk. HA 208	
und Erweiterung dieses Ver-		B. Hille. HA 277		—, Hochwasserentlastungsanlagen	
fahrens auf beliebige Systeme.		—, —verkehr und —bau in der		mit kreisförmiger Überlaufkrone.	
K. Sattler. HA 77		Schweiz. M. Stahel. HA 368		G. Wickert. KTB 263	
—, Einige Kirchen mit Dachausbil-		—, Autobahnen in Atlanta.		—, Über die Tiefgründung von	
dung in Schalenform.		J. Schlums. KTB 410		wasserdichten Schürzen. K. Balk.	
K. Hirschfeld. HA 161		—, Verkehrsbeleuchtung auf — und		HA 322	
—, Ein Beitrag zur Berechnung iso-		Brücken. H. C. Vits. HA 423		—, Modellversuch und Massivbau.	
tropen, kreiszylindrischer Scha-		Straßenbrücken. Eine neue		P. Lardy. HA 360	
lendlächer. R. Aschenbrenner und		Fahrbahtafel aus Stahl.		—, Entwicklungen im schweize-	
H. A. Lange. HA 171		R. Heckel. HA 58		rischen —bau. G. Schnitter. HA 363	
—, Ein Verschiebungsplan für Pfahl-		—, Plastische Verformungen an der		Tauernkraftwerk. Betonier-	
roste. E. Krey. HA 226		Nibelungenbrücke Worms.		brücken und Kabelkranfahrbah-	
		A. Mehmel und T. Fey. HA .. 90		nen bei den Sperren der Ober-	
		—, — in USA. W. Klingenberg. HA 117		stufe des —es Glockner-Kaprun.	
				F. Meschan. HA 175	

	Seite		Seite		Seite
Technische Akademie.		Überlaufkanal. Die hydraulischen Grundlagen geschlossener Überlaufkanäle. P. Böss. KTB	258	Versuche. In Göteborgs Hafen gebräuchliche Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Bodenstandsicherheiten bei Uferneinfassungen. A. Bergfelt. HA	313
Ziele und Aufgaben der —n.—				—, Über das Zusammenwirken von Bewehrung und Beton in Stahlbetonbauwerken.	
V	384	Verbindungsmittel.		E. Amstutz. HA	353
Technische Hochschule		Hochfeste Schrauben in der amerikanischen Stahlbaupraxis.		—, Modellversuch und Massivbau.	
Hannover. 125-Jahrfeier. V	448	W. Schmid. KTB	436	P. Lardy. HA	360
Technische Messe. Baumaschinen auf der —n.— in Hannover 1955. B. Hille. HA	277	Verbundbauweise.		—, Ungleichförmige Torsion von walzten und zusammengesetzten Trägern mit I-Querschnitt.	
Temperatur. Berücksichtigung der Entstehungs— und der äußersten —grenzen bei der Konstruktion von Bewegungsfugen. W. Stieda. HA	285	Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung des Stahlleichtbaues. A. Hoyden. HA	218	R. Barbré. KTB	373
Tiefgründung. Über die — von wasserdichten Schürzen.		Verbundfachwerk.		—, Hochfeste Schrauben in der amerikanischen Stahlbaupraxis.	
K. Balk. HA	322	Strenge Untersuchung des —trägers. G. Nitsiotas. HA	240	W. Schmid. KTB	436
Torsion. Ungleichförmige — von gewalzten und zusammengesetzten Trägern mit I-Querschnitt.		Verbundträger.		—, Zug— mit großen Trägeranschlüssen. W. Schmid. KTB	439
R. Barbré. KTB	373	Straßenbrücken in USA.		—, s. auch Modelle.	
—, — doppelsymmetrischer I-Träger. R. Barbré. KTB	376	W. Klingenberg. HA	117	Vorgespannte stählerne Fachwerkbinder. —	
—, Optimale Formgebung bei torsionsbeanspruchten I- und L-Querschnitten. P. Sahmel. HA	403	—, Brückenbau unter besonderer Berücksichtigung des Stahlleichtbaues. A. Hoyden. HA	218	B. Fritz. KTB	255
Träger. Aufwinkelbarer — oder Mast. H. Bümheim. KTB	104	Verdichtungsgeräte. Baumaschinen auf der Technischen Messe in Hannover 1955. B. Hille. HA	277	Vorspannung. Zweiter Kongreß der Fédération Internationale de la Précontrainte (F. I. P.)	
Trägeranschlüsse. Zugversuche mit großen —n.		Vereine. Genossenschaftsversammlung des Ruhrverbandes und Ruhrtalsperrenvereins. V	75	V	37
W. Schmid. KTB	439	—, Deutscher Beton-Verein. V	76	—, Strenge Untersuchung des Verbundfachwerkträgers.	
Trägerroste. Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für freiaufliegende — und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme. K. Sattler. HA	77	—, Ruhrverband u. Ruhrtalsperrenverein. V	200	G. Nitsiotas. HA	240
—, Einige Kirchen mit Dachausbildung in Schalenform. K. Hirschfeld. HA	161	—, Technische Akademie Bergisch Land. V	236	—, Über einige Erweiterungen der Theorie des steifknotigen Faltwerkes mit prismatischen, schmalen Einzelscheiben.	
—, Genaue Berechnung schiefer Trägerrostbrücken mit Einflußlinien. H. Beer / F. Resinger. HA	425	Verformungen. Plastische — an der Nibelungenbrücke Worms. A. Mehmel und T. Fey. HA	90	H. Aichinger. HA	397
Tunnelbau. Der vollmechanisierte Vortrieb im Tunnel- und Stollenbau. F. Meschan. HA	248	Vergleichsspannung.		—, s. auch Spannbeton.	
—, — mit neuartigen Hilfsgeräten und Betoniermethoden.		Über das Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung.		Waagen. Neuzeitliche Bau—. E. Rathsmann. HA	290
G. Drees. KTB	308	F. Schleicher. HA	421	Wahrscheinlichkeit.	
—, s. auch Stollen.		Verkehr. —smöglichkeiten im Winter. V	419	Mathematisch-statistische Auswertung der Güteprüfungen von Massenbeton. E. Tremmel und A. Wogrin. HA	28
Turbinen. Probleme der Gezeitenkraftausnutzung.		Verkehrsbeleuchtung.		—, Die Schwankung der Festigkeit von Beton und ihre Berücksichtigung bei der Herstellung.	
G. Wickert. HA	93	— auf Straßen und Brücken.		W. Ihlenburg. KTB	273
Turm. Das dritthöchste Bauwerk der Welt steht in Grönland.		H. C. Vits. HA	423	Wasserhochbehälter.	
A. Dürbeck. KTB	339	Verladebrücken. Der Hafen von Caen. E. Bunnies. KTB	411	Vorgespannter — in Dallas (USA). G. Merkle. KTB	340
Uferneinfassung. In Göteborgs Hafen gebräuchliche Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Bodenstandsicherheiten bei —en. A. Bergfelt. HA	313	Verschiebungsplan. Ein — für Pfahlroste. E. Krey. HA	226	Wasserkraft. Die Druckrohrleitung der Big-Eildon-Sperre (Australien).	
Universalbagger. Baumaschinen auf der Technischen Messe in Hannover 1955.		Versuche. Feststellungen über den Einfluß luftporenbildender Zusatzmittel auf die Festigkeit und die dynamische Elastizitätszahl von Beton bei Frostwechseln. K. Walz und G. Weil. HA	15	O. Steinhardt und H. Leck. HA	1
B. Hille. HA	277	—, Lastübertragung auf Stahlpfähle.		—, Die Kitimat —anlage in Kanada. F. Tölke. KTB	60
Untertagebauwerke. Die Isolierung großer Räume unter Tage. S. W. Markl. HA	55	W. Pohle. HA	20	—, Probleme der Gezeitenkraftausnutzung. G. Wickert. HA	93
Unterwasserpumpen. —		—, Mathematisch-statistische Auswertung der Güteprüfungen von Massenbeton. E. Tremmel und A. Wogrin. HA	28	—, Modellversuche für Saugschläuche. G. Wickert. KTB	154
E. Rathsmann. HA	143	—, Spannungsoptische Untersuchungen an einer Pfeilerkopf-Staumauer. K. Hirschfeld. KTB	32	—, Betonbrücken und Kabelkranfahrbahnen bei den Sperren der Oberstufe des Tauernkraftwerkes Glockner-Kaprun.	
—, Baumaschinen auf der Technischen Messe in Hannover 1955.		—, Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für freiaufliegende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme.		F. Meschan. HA	175
B. Hille. HA	277	K. Sattler. HA	77	—, Das —werk Soverzene an der Piave. J. Frank. KTB	197
Unterwassersprengrung. Preßluftschleier als Bauhilfsmittel. E. Bachus. KTB	267	—, Neuere Erkenntnisse aus Knickversuchen. W. Schmid. KTB	156	—, Ausbau des Speicherwerkes Jablanica, der ersten —anlage im Flußsystem Neretva in Jugoslawien. D. Carić. HA	201
		—, Neuere amerikanische — mit hochfesten Schrauben.		—, Die Stollenarbeiten bei der Anzapfung des Issarlès-Sees in Südf frankreich. E. Bachus. KTB	230
		W. Schmid. KTB	302	—, Die Kavernenkraftwerke Kilforßen und Stornorrfors in Schweden. E. Bachus. KTB	344

	Seite		Seite		Seite
Wasserkraft. Entwicklungen im schweizerischen Talsperrenbau. C. Schnitter. HA	363	Wehre. Zur Berechnung von Wehrabstürzen. W. Ertl. HA ..	237	Zugversuche. — mit großen Trägeranschlüssen. W. Schmid. KTB	439
—, Der Stollenbau des Cachumaprojektes in Californien. E. Bachus. KTB	413	—, Hochwasserentlastungsanlagen mit kreisförmiger Überlaufkrone. G. Wickert. KTB.	263	Zusatzmittel. Feststellungen über den Einfluß luftporenbildender — auf die Festigkeit und die dynamische Elastizitätszahl von Beton bei Frostwechseln. K. Walz und G. Weil. HA ..	15
Wasserschloß. Ausbau des Speicherwerkes Jablanica, der ersten Wasserkraftanlage im Flußsystem Neretva in Jugoslawien. D. Carič. HA	201	Wettbewerbe. Wettbewerb Rheinbrücke Köln. V	276	Zuschriften. Zuschrift zu dem Aufsatz G. Franz: Die Brücke für die Umgehungsstraße Bacharach über die Eisenbahngleise der linken Rheinuferbahn (Bauingenieur 29 [1954] S. 182). H. Homberg. V	76
Wasserwirtschaft. Künstlicher Regen. G. Wickert. KTB	66	—, Wettbewerb 1954 zum Bau einer Rheinbrücke oder eines Tunnels in Köln im Zuge Klappergasse—Gotenring. V ..	419	—, Erwiderung darauf. G. Franz. V	76
—, —liche Erhebungen im Nilbecken. G. Wickert. KTB	256	Winter. Straßenverkehr und Straßenbau in der Schweiz. M. Stahel. HA	368	—, Zuschrift zu dem Aufsatz K. Sattler: Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet. Bauingenieur 30 [1955] S. 77. K. Sattler. V	276
—, Der Bau eines Freischwimmbades Koblenz-Oberwerth. H. Helm. HA	286	Wohnhochhaus. Neuere Gleitschalungsbauten. G. Merkle. HA ..	41		
Wehrabstürze. Zur Berechnung von —n. W. Ertl. HA ..	237	Zeichen. DIN 1080, — für Festigkeitsberechnungen im Bauingenieurwesen. O. Luetkens. V	69		
Wehre. Automatisches Segmentwehr. F. Hartung. KTB	62	Zement. Bauberatungsstellen des Fachverbandes — e. V. V	383		
—, Abfluß über hohe —. G. Wickert. KTB	63	Zementsilo. Neuzeitliche Bauwaagen. E. Rathsmann. HA ..	290		

Personalnachrichten und Gedenktage

	Seite		Seite		Seite
Albrecht, A., Basel †. P	116	Hanebeck, A., 75 Jahre alt. P	382	Ostmann, Paul, 80 Jahre. P ..	447
l'Allemand, Fritz, 70 Jahre alt. P	115	Hartsteinwerk Harburg Thörl & Co. KG., 50 Jahre. P	383	Pirath, Prof. Carl †. P	116
Barbré, R., Dr.-Ing., Ernennung. P	419	Hartung, Dr.-Ing., F. — Berufung. P	383	Polensky, Fritz, 80 Jahre alt. P ..	448
Brechtel, Walter, 60 Jahre alt. P	75	Haulena, Direktor E. †. P	236	Polensky & Zöllner 75 Jahre. P	418
Chwalla, E., P	311	Hertwig, A. †. P	276	Pöschl, Th., †. P	418
Dehnert, H. †. P	276	Hetzl, K., Jubiläum. P	383	Rollmann, Julius †. P	236
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich. 100-Jahrfeier. HA	349	Kaiserslautern, 90 Jahre Eisenwerke. P	160	Roth, Direktor Hans — 70 Jahre alt. P	115
Franz, Prof. G. P	448	Kayser, J., Ministerialdirigent, 65 Jahre. P	417	Schütte, W., 60 Jahre alt. P ..	36
Fuchs, H., Dr.-Ing. E. h. P	116	Kling, Heinrich, München †. P ..	160	Schwan-Bleistift-Fabrik, Nürnberg. 100jähriges Jubiläum. P	448
Guldan, Prof. R. †. P	382	Magnel, G. †. P	348	Thiessen KG., Jubiläum. P ..	383
Hamann, Berlin-Frohnau, 70 Jahre alt. P	115	Marquardt, E., †. P	418	Tunkel, M., 60 Jahre alt. P	311
Hampe, Ehrung für B. — P	236	Merkle, G., Dr.-Ing., 60 Jahre alt. P	418	Vogler, Dienstjubiläum A. — P	236
		Mühlradt, F., 60 Jahre alt. P ..	448	Worch, Prof., 60 Jahre alt. P ..	382
		Müller, J., Essen, Dr.-Ing. E. h. P	116		

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

	Seite		Seite		Seite
Achema-Jahrbuch 1953/1955. Bb	199	Deutscher Stahlbau-Verband. Gestalteter Stahl. Bb ..	158	Hoischen, A.: Die praktische Berechnung von Verbundträgern. Bb	346
AHIBAU, 50 Jahre. Bb	310	—, Ergebnisse der Versuche und Messungen auf dem Gebiete der Verbundbauweise. Bb	235	Hütte. Band I und V B. Bb	416
Aluminium im Ingenieurbau. Bb	346	—, Gestalteter Stahl. Neu	382	Ickert, J.: Das Genauigkeitswesen in der technischen Normung. Neu	311
Denkschrift Autobahnbrücke über den Rhein in Rodenkirchen bei Köln. Bb	380	Deutschland arbeitet. Neu	35	Johannson, J.: Das Cross-Verfahren. Bb	417
Baker, J. F.: The Steel Skeleton, 1. Teil: Elastic Behaviour and Disign. Bb	68	DIN-Normen im Bauwesen. Neu	275	Kasper, H., W. Schürba, H. Lorenz: Die Klotoiden als Trassierungselement. Bb	68
bau. Jahrbuch des Bauwesens. 1955. Bb	381	DIN-Taschenbuch 10. Schrauben, Muttern und Zubehör für Metrische Gewinde. Bb	235	Kämpfer, Hottinger, von Gonzenbach: Die Heiz- und Lüftungsanlagen in den verschiedenen Gebäudearten. 3. Aufl. Bb	200
Bauer, K. H.: Die Veränderungen im Grundwasserstrom durch Staustufen und Wasserverluste aus dem Stauraum in weiten Tälern mit alluvialer Füllung. Neu	200	Dittrich: Erfahrungen mit Betonstraßen. Bb	309	Keil, K.: Der Dammbau. 2. Aufl. Bb	34
Baule, B.: Die Mathematik des Naturforschers und Ingenieurs. Neu	275	Drüßner, H.: Fachkunde für den Hochbau, Band 1. Neu	310	—, Ingenieurgeologie und Geotechnik. 2. Aufl. Bb	67
Bauleistungsbuch. Neu ..	115	Dubas, P.: Calcul numérique des plaques et des parois minces. Neu	381	Kézdi, A.: Talajmechanika (Bodenmechanik). Bb	114
Baummaschinenfibel. 2. Aufl. Neu	68	Forssell, C.: Schubfestigkeit und Schubbewehrung der Betonbalcken. Bb	67	Kleinlogel, A.: Bewegungsfugen im Beton- und Stahlbetonbau. 5. Aufl. Bb	35
Baustoffe, ihre Elastizität und Unelastizität (Building Materials their Elasticity and Inelasticity). Bb ..	200	Fortschritte und Forschungen im Bauwesen. Bb	380	Knauer, K.G., Gebr. Prospekt. Neu	68
Bautechnik-Archiv, H. 11. Neu	382	Frei Otto: Das hängende Dach. Bb	275	Knodel, H.: Praktischer Bauholzschutz. Bb	447
Becker, R. A.: Introduction to Theoretical Mechanics. Bb	275	Frick-Knöll: Baukonstruktionslehre, Teil 1. 20. Aufl. Bb ..	446	Koch, W.: Brückenbau. Holz-, Massiv- und Stahlvollwand-Balckenbrücken. Bb	447
Brandenberger, E./Preis, H. und Tuchschnid, H. E.: Untersuchungen zur Frage der inneren Vergütung von Mehrlagen-Schweißungen. Bb	113	Friedrich, E.: Bemessung und Entwurf im Stahlbetonbau, I. Teil, Band 1. 2. Aufl. Bb	381	Kollbrunner, C. F., und L. Streuli: Dichtungen im Stahlwasserbau. Neu	382
Brauns, R., und Chudoba, K. F.: Allgemeine Mineralogie. Neu	417	Friedrich †, W.: Tabellenbuch für Bau- und Holzgewerbe. Bb	114	Kollmann, F.: Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe, 2. Band. Bb	380
—, Spezielle Mineralogie. Neu	417	Fuchs, E.: Linienführung im Straßenbau. Bb	446	Krebs, H. G.: Schiefe Biegung. Bb	200
Brendel, G.: Stahlbetonbau unter Berücksichtigung des Spannbetons. Band 1. 2. Aufl. Bb ..	381	Gignoux, M., und R. Barbier: Geologie für Talsperren- und andere Stauanlagen. Bb ..	199	Lampl, H.: Munkagödörök víztelepítés talajvízszintüllesztéssel (Baugrubenentwässerung durch Grundwasserabsenkung). Bb ..	67
Brunner, H.: Städtebau im Schnellverkehr. Bb	446	Goerner, E.: Straßenbau von A—Z. Bb	446	Landolt-Börnstein: Zahlenwerte und Funktionen aus Physik, Chemie, Astronomie, Geophysik und Technik. 6. Aufl., IV. Band: Technik, 1. Teil. Bb ..	309
Ceresit-Sperrbetonbauten, hochwiderstandsfähig und wasserdicht. Neu	235	Craf, O.: Versuche über die Entwicklung der Druckfestigkeit und Biegezugfestigkeit von Mörtel bei Einwirkung von ungespanntem und gespanntem Dampf. Neu	160	Langendonck, T., van: Cálculo de Concreto Armado, Band 1. Neu	275
Chwalla, E.: Ansprache und Vortrag anlässlich der Ehrenpromotion an der Techn. Universität Berlin-Charlottenburg. Bb	35	Graf und Goebel: Verhütung von Bauschäden. 2. Aufl. Bb	346	Laskus, A.: Hölzerne Brücken. 8. Aufl. Bb	347
—, Einführung in die Baustatik. 2. Aufl. Bb	114	Grundbau Taschenbuch. Bb	310	Lauterburg, B.: Der Einfluß von Poren in geschweißten Stoßnähten. Neu	115
Dehnert, H.: Schleusen und Hebewerke. Bb	114	Hayashi, K.: Fünfstellige Tafeln der Kreis- und Hyperbelfunktionen sowie der Funktionen e^x und e^{-x} mit den natürlichen Zahlen als Argument. Bb	235	Leitner, R. J.: Verbindungen in Holzkonstruktionen, insbesondere genagelte Verbindungen von Bauteilen aus Fichtenholz. Neu ..	235
Dernedde, W.: Das Cross'sche Verfahren zur schrittweisen Berechnung durchlaufender Träger. 3. Aufl. bearb. von R. Barbré. Bb	159	Heidebroek, E.: Die Verantwortlichkeit des Ingenieurs. Neu ..	68	Leliavsky, S.: Irrigation and Hydraulic Design, 1. Teil. Bb ..	275
Der Stahlbau. Bb	235	Henn, W.: Bauten der Industrie, Band 1 und 2. Bb	447	Leonhardt, F.: Spannbeton für die Praxis. Bb	347
Deutscher Beton-Verein E. V., Wiesbaden: Vorträge auf der 51. Hauptversammlung. Neu ..	35	Hensen, W.: Modellversuche für die untere Ems. Bb	158	Lösch, F.: Siebenstellige Tafeln der elementaren transzendenten Funktionen. Bb	35
—, Vorträge auf der 52. Hauptversammlung. Neu	447	Heraklith-Rundschau. Bb	235	Ludin, A.: Wasserkraftanlagen, Band I. Bb	347
		Die Herstellung von Gewinderöhren nach dem Fretz-Moon-Verfahren. 2. Aufl. Neu	348		
		Die Herstellung von Temperguß-Fittings. 3. Aufl. Neu	348		

	Seite		Seite		Seite
Martin, F.: Método de Leonhardt. Neu	447	Schoszberger, H.: Bautechnischer Atomschutz. Bb	199	Terzaghi, K.: Theoretische Bodenmechanik. Übersetzt und bearbeitet von R. Jelinek. Bb	35
Mehrgeschoßbauten und Hochhäuser. Neu	235	Schrader, H. J.: Vorberechnung der Verbundträger. Bb	235	Thaulow, S.: Betonproporsionierung. Bb	446
Mosonyi, E.: Vizerőhasznosítás (Wasserkraftnutzung). Bb	68	Schulze, W. E.: Grundbau. 11. Aufl. Bb	34	Theuerkorn, M.: Baukonstruktionslehre, Der Holzbau, Band III. Bb	310
Peiner Kastenspundwand. 2. Aufl. Neu	275	Schumann, W.: Theoretische und experimentelle Untersuchungen über das de Saint-Venantsche Prinzip. Bb	416	Urban, J.: Bemessung nicht ausgesteifter Umfassungswände. Neu	447
Plümcke, K.: Preisermittlung für Bauarbeiten. 12. Aufl. Bb ..	159	Sonntag, R.: Aufgaben aus der Technischen Mechanik. Bb	347	Verdingungsordnung für Bauleistungen. VOB, Teil C, Folge 1. Neu	381
75 Jahre Polensky & Zöllner. Neu	417	Stahlbau-Profil. Neu	160	Versuche für den Holzbau, Teil II. Neu	382
Press, H.: Stauanlagen und Wasserkraftwerke, III. Teil, Wasserkraftwerke. Bb	34	Stahlbau-Taschenkalender 1955. Neu	35	Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau der Techn. Hochschule Hannover. Mitteilungen der —. Neu	159
Quantz, L.: Wasserkraftmaschinen. 10. Aufl. Bb	346	Steinhardt, O., und K. Möhler: Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau, 1. Teil. Bb	113	Volquardts, H.: Feldmessen, Teil 2. 8. Aufl. Bb	159
Quarterly Review of Publications. Bb	346	Straßen zwischen Nord und Süd in Schleswig-Holstein. Neu	115	Voss, F.: Preisermittlung im Baugewerbe, Teil I. 9. Aufl. Bb ..	381
Richter, H.: Rohrhydraulik. 2. Aufl. Bb	158	Stüssi, F.: Vorlesungen über Baustatik, 2. Band. Bb	114	Wendehorst, R.: Bautechnische Zahlentafeln. 10. Aufl. Neu	382
Richtlinien für die Ermittlung der Vorhaltekosten bei Stahlbaugeräten. Neu	417	—, Das Problem der großen Spannweiten. Bb	158	Westdeutsche Wirtschaftsschafts-Monographien. Bb	380
Rudmann, K.: Baustatik für die Praxis. Bb	381	—, Die Theorie der Dauerfestigkeit und die Versuche von August Wöhler. Neu	310	Wickop, W.: Fenster, Türen, Tore aus Holz und Metall. 4. Aufl. Neu	381
Sattler, K.: Betrachtungen über Theorie und Anwendung von Verbundkonstruktionen. Bb ..	159	—, Contribuições para a Teoria e o Cálculo das Estruturas. Bb ..	446	Wiegefiel für den Bau. Neu	348
—, Ein allgemeines Berechnungsverfahren für Tragwerke mit elastischem Verbund. Bb	446	Szabó: Einführung in die Technische Mechanik. Bb	158	Witt, P. J.: Concrete Shell Roof Construction. Bb	346
Säger, W.: Der Einfluß des Kriechens und Schwindens in Spannbeton-Konstruktionen. Bb	416	Tafelglas-Daten. Neu	200	Zerna, W.: Spannbeton. Bb	417
100 Jahre Schinkel-Wettbewerb. Neu	348	Technische Hochschule Dresden. Schriftenreihe des Institutes für Ausbautechnik im Hochbau der —. Bb	115	Zinkahn, W., und Leutz, H.: Luftschutz-Richtlinien. Band I. Neu	417
Schleicher, F.: Taschenbuch für Bauingenieure. 2. Aufl. Bb ..	310	Telegramm-Adreßbuch für die Bundesrepublik Deutschland und Berlin-West mit Auslandsteil. 28. Ausgabe. Neu ..	310		

Bautenschutz durch **PROLAPIN** dichtet Mörtel u. Beton **PROLAN** Betonverflüssiger **FLUATOL** Schalungsmittel **OSITEX** hellfarb. Schutzanstrich **ORKIT** schwarzer Schutzanstrich **LITHURIN** „ES“ dichtet Fassaden farblos
HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG - WANDSBEK

Fortsetzung von Seite 18

STELLENGESUCHE

Oberingenieur

Ende Vierzig, seit Diplom vielseitige Praxis, davon über 20 Jahre in der Bauindustrie, mit reichen belegbaren Erfahrungen im Tiefbau, Betonbau, Stahl- und Spannbetonbau, besonders in konstruktiven Fragen bewandert, wünscht sich aus ungekündigter Stellung als Prokurist eines größeren Unternehmens zu verändern. Bevorzugt gleichwertige Stellung in einer Zentrale oder Niederlassung.

Angebote unter „Der Bauingenieur 1364“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Diplom-Ingenieur (29 Jahre)

Fachrichtung Wasserbau, sucht (als Erststelle) entsprechendes Betätigungsfeld.

Angebote unter EE 8 „Bauingenieur 1372“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

VERSCHIEDENES

Baukonstruktoren! Baustatiker!

Studierende und bereits im Beruf stehende Ingenieure!

Wir stellen Ihnen Aufgaben aus allen Gebieten der Baustatik — Stahlbau, Stahlbetonbau, Holzbau —

Wir geben Ihnen den Lösungsweg an.

Sie lösen die Aufgaben!

Wir korrigieren individuell.

Fordern Sie unseren Ausbildungsplan an.

Institut für bautechnischen Fernunterricht

Braunschweig, Ebertallee 47

*Ruhige Hand?
- nicht nötig*

Zierlinien kann jeder
Lehrling anbringen, wenn
TESAFILM - Zierlinien-Ab-
deckband dabei hilft. Es
klebt von selbst und bildet
die Schablone für eine sau-
ber gespritzte Linie von 1, 2
oder 3 mm Breite. Gespritzte
Linien sparen Zeit und Mühe
und decken gut, sei es auf Mö-
beln, Geräten oder Karosserien.

Im Großhandel für Lacke und Werkstattbedarf



P. BEIERSDORF & CO. A.-G. HAMBURG

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlspundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder - Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Mügelsheim / Baden

Fernsprecher: Rastatt 2177

Naß in Naß

mit verschiedenen breiten A- und T-Federn
des Tuschefüllhalters PELIKAN - GRAPHOS
bzw. Naß aus Naß gezogene Linien zei-
gen die umfassende Verwendungsmöglich-
keit des PELIKAN - GRAPHOS für den
technisch Zeichnenden.

Pelikan Graphos

Ausführlicher Prospekt auf Wunsch **GUNTHER WAGNER · HANNOVER**



Gegen Feuchtigkeit
und Wasserschäden
in Bauwerken aller Art

CERESIT

**Sperrmörtel
Sperrbeton**



WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA

1905 50 Jahre 1955

Dieser Ausgabe liegt ein Prospekt der Oerlikon Elektrodenfabrik Eisenberg GmbH., Eisenberg/Pfalz, sowie eine Beilage des Springer-Verlages, Berlin · Göttingen · Heidelberg, bei.



Neue Weserbrücke Porta

JOHANNES DÖRNEN

Stahlbauwerk

Dortmund-Derne

Fernruf Dortmund Sa 53 1 41 / Fs. 0322 117

THE UNIVERSITY OF ILLINOIS AT CHICAGO



3 8198 314 941 434



